

TRABAJO FIN DE GRADO

GRADO EN INGENIERÍA CIVIL
INTENSIFICACIÓN EN CONSTRUCCIONES CIVILES

**TERRAPLÉN DE PRUEBA SOBRE SUELOS BLANDOS.
ESTUDIO DEL CAMPO DE DESPLAZAMIENTOS.**

Autor: Diego Antonio Castro Barco
Tutores: Juan Diego Bauzá Castelló
Percy Durand Neyra

Dep. de Estructuras de Edificación e Ingeniería
del Terreno

Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Universidad de Sevilla



Trabajo Fin de Grado
Grado en Ingeniería Civil

Terraplén de prueba sobre suelos blandos.
Estudio del campo de desplazamientos

Autor:

Diego Antonio Castro Barco

Tutor:

Juan Diego Bauzá Castelló

Percy Durand Neyra

Dep. de Estructuras de Edificación e Ingeniería del Terreno

Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Universidad de Sevilla

Sevilla, 2017

Trabajo Fin de Grado: Terraplén de prueba sobre suelos blandos.
Estudio del campo de desplazamientos.

Autor: Diego Antonio Castro Barco
Tutores: Juan Diego Bauzá Castelló
Percy Durand Neyra

El tribunal nombrado para juzgar el TFG arriba indicado, compuesto por los siguientes miembros:

Presidente:

Vocales:

Secretario:

Acuerdan otorgarle la calificación de

Sevilla, 2017

El Secretario del Tribunal

AGRADECIMIENTOS

Me gustaría agradecer el siguiente TFG en primer lugar a mis padres y familia por su apoyo y dedicación constante durante todos estos años de grado, son los que en mayor medida me han aguantado y dado ánimos cuando las cosas no iban tan bien como se esperaba. También me gustaría agradecer la ayuda y el consejo de mis tutores de TFG, he aprendido mucho de ellos.

Por último y también igual de importante, agradecer a todos los compañeros y compañeras del Grado en Ingeniería Civil que han recorrido conmigo todo este periodo en la Universidad de Sevilla. He conocido a muy buenas personas que se han convertido en poco tiempo en grandes amigos y amigas. Y como no, a mis amigos y amigas de toda la vida por aguantarme.

A todos, muchas gracias.

RESUMEN

El comportamiento de terrenos predominado por estratos blandos siempre ha planteado problemas, debido a su complejidad con respecto a otros tipos de suelo. En el presente TFG se presenta el estudio de un terreno multicapa predominado por terrenos blandos, sobre el cual se apoya un terraplén de prueba (precarga). Este trabajo ha traído consigo, en primer lugar, un proceso de recolecta de información de bibliografía y experiencias de estudios previos en terrenos blandos. Posteriormente, se ha llevado a cabo la caracterización de los parámetros geotécnicos del suelo en estudio, en base a ensayos in situ y de laboratorio realizados en la zona. Seguidamente, se han comparado los resultados medidos por instrumentos de auscultación colocados en el terraplén con los resultados obtenidos utilizando un modelo analítico de consolidación unidimensional del terreno y con los derivados de un modelo numérico de elementos finitos (en los que se ha utilizado el modelo constitutivo Mohr-Coulomb para los estratos arenosos y el modelo Cam-Clay Modificado para suelos blandos). Se ha comprobado que los anteriores modelos han simulado en buenas condiciones, y siempre del lado de la seguridad, el comportamiento del terreno. Finalmente, se ha propuesto el diseño de un sistema de mejora del terreno mediante columnas de gravas, de forma complementaria a la precarga, y se ha comprobado la disminución del asiento final y la aceleración del tiempo de consolidación del terreno, además del aumento de la resistencia del mismo.

Contenido

1.- INTRODUCCIÓN, OBJETIVOS Y CONTENIDO:.....	1
2.- ESTADO DEL CONOCIMIENTO:	3
2.1.- CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL Y ASIENTOS EN EL TERRENO:	3
2.2.- ESTUDIOS DE TERRAPLENES SOBRE SUELOS BLANDOS:	8
2.3.- PARÁMETROS DEL TERRENO:	17
2.4.- INSTRUMENTACIÓN EN TERRAPLENES:	20
2.4.1.- Línea continua de asientos (LCA):	21
2.4.2.- Extensómetro de varillas:.....	22
2.4.3.- Inclínómetros:	23
2.5.- MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS:.....	24
2.5.1.- Introducción:	24
2.5.2.- Condiciones sin drenaje:	24
2.5.3.- Modelos constitutivos empleados:	27
2.6.- MEJORA DE TERRENOS:	39
3.- GEOLOGÍA Y GEOTÉCNIA:.....	49
3.1.- OBRA DEL 'ZAL' SAN ROQUE:	49
3.2.- GEOLOGÍA GENERAL DE LA ZONA:.....	49
3.3.- ENSAYOS DE RECONOCIMIENTO DEL TERRENO:	51
3.4.- DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA Y LITOLÓGICA. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE LOS MATERIALES:	57
3.4.1.- Aluvial del río Guadarranque (Q_G):.....	57
3.4.2.- Arenas limo-arcillosas y/o limos arenosos de tonos ocre y anaranjados (T_{AG}):	62
3.4.3.- Arenas y arcillas dispuestas en capas (QT):.....	64
3.5.- MODELO GEOTÉCNICO DE LA ZONA CERCANA AL TERRAPLEN EN ESTUDIO:	66
4.- MODELO ANALÍTICO Y NUMÉRICO DE CÁLCULO:	76
4.1.- MODELO ANALÍTICO DE CÁLCULO:	76
4.1.1.- Introducción:	76
4.1.2.- Método elástico:	77
4.1.3.- Método edométrico:	79

4.1.4.- Metodología:	80
4.2.- MODELO NUMÉRICO:	81
4.2.1.- Introducción:	81
4.2.2.- Metodología o secuencia de cálculo:	82
5.- ANÁLISIS DE RESULTADOS:	89
5.1.- MODELO ANALÍTICO:	89
5.1.1.- Resultados del modelo analítico con parámetros geotécnicos iniciales: ...	89
5.1.2.- Resultados del modelo analítico con parámetros geotécnicos ajustados: .	93
5.2.- MODELO NUMÉRICO:	98
5.2.1.- Resultados del modelo numérico:	99
6.- DISEÑO Y ANÁLISIS DE LA IMPLANTACIÓN DE UNA POSIBLE MEJORA MEDIANTE COLUMNAS DE GRAVA:	105
6.1.- DISEÑO DEL SISTEMA DE COLUMNAS DE GRAVA. MÉTODO DE PRIEBE:	105
6.2.- INCLUSIÓN DE LA MEJORA DE COLUMNAS DE GRAVA EN EL MODELO NUMÉRICO. EXTRACCIÓN DE RESULTADOS:	111
7.- CONCLUSIONES Y DESARROLLO FUTURO:	114
7.1.- CONCLUSIONES:	114
7.2.- ESTUDIOS O DESARROLLOS FUTUROS:	116
8.- BIBLIOGRAFÍA:	117

1.- INTRODUCCIÓN, OBJETIVOS Y CONTENIDO:

Es ampliamente conocida la problemática de la construcción de edificios y otras construcciones civiles como carreteras, puentes, etc., sobre suelos de consistencia blanda. Estos suelos están caracterizados por desarrollar asientos totales y/o diferenciales bastantes importantes (problemas de deformabilidad del terreno). También experimentan problemas de evolución lenta de los asientos (como consecuencia del lento drenaje y la elevada fluencia) y baja resistencia (que conlleva riesgos de inestabilidad).

Las construcciones civiles son muy exigentes, ya que se deben cumplir una serie de normativas que regulen los efectos máximos que puede sufrir una estructura. Por ello se hace necesario que el terreno o la base sobre la que se emplaza la construcción sea capaz de soportarla y no ceda, pudiendo producir elevados desplazamientos y deformaciones.

Con el fin de poder identificar y pronosticar los posibles asientos, resistencias y tiempos de consolidación de suelos blandos, surge el estudio de terrenos (blandos principalmente) mediante la colocación de terraplenes de prueba temporales, con instrumentos de medida que permitan darnos datos reales de las diferentes magnitudes físicas que se dan lugar mientras esta estructura se mantiene en el cimiento. Este tipo de estudios también nos permite evaluar los pasos a seguir, o mejoras a realizar en el terreno, para que este pueda ser apto para construir sobre él con garantías.

Con la elaboración del presente trabajo, se pretende la recopilación de información del comportamiento de suelos blandos sobre los cuales se construyen terraplenes, su análisis y posterior extracción de conclusiones. Seguidamente, se llevará a cabo el estudio de asientos bajo un terraplén de prueba en un suelo multicapa compuesto por estratos blandos, ejecutado previamente a la construcción de la Zona de Apoyo Logístico (ZAL) situada en San Roque (Cádiz, España). Este último estudio se basará, en primer lugar, en una correcta caracterización geotécnica de la zona cercana a la posición de terraplén de prueba. A continuación, se construirán dos modelos de cálculo (uno analítico y otro numérico) de movimientos en el terreno como consecuencia de la existencia del terraplén, y se compararán los datos derivados de estos con los resultados arrojados por distintos elementos de auscultación colocados en el terraplén.

Los objetivos principales del siguiente trabajo los podemos listar de la siguiente manera:

- Caracterización geotécnica adecuada del terreno a partir de datos procedentes de ensayos in situ y de laboratorio.
- Elaboración de un modelo analítico y un modelo numérico con los cuales predecir los movimientos del terreno bajo la aplicación de una carga (terraplén de prueba).
- Comparación y análisis de los resultados obtenidos con los modelos anteriormente mencionados y los datos provenientes de instrumentos de auscultación colocados en el terraplén de prueba.
- Análisis de un tratamiento de mejora del terreno mediante la inclusión de columnas de grava.

El contenido de cada uno de los capítulos en los que se divide el trabajo final de grado se describe brevemente a continuación:

- Capítulo 2 'Estado del conocimiento': Este capítulo está descompuesto en subcapítulos, que tratan de introducir o describir conceptos importantes que tienen que ver con nuestro caso en estudio (Teoría de consolidación unidimensional, tipos de asientos que se dan en el terreno, instrumentación de terraplenes de prueba, modelos constitutivos del terreno empleados en el modelo numérico, etc). En este capítulo también se hace una recopilación de información y conclusiones de artículos que tratan el tema de la consolidación de suelos blandos bajo terraplenes.
- Capítulo 3 'Geología y Geotecnia': En este capítulo se presenta la localización de la zona en la que se ubica nuestro terraplén de prueba en estudio y los distintos subcapítulos que permiten la caracterización de los suelos que componen la cimentación del terraplén de prueba. En primer lugar, se hará una breve descripción geológica-geotécnica del proyecto de construcción del ZAL San Roque en su totalidad, deducidos a partir de diferentes ensayos de caracterización in situ y de laboratorio. Una vez presentados estos datos geológicos y geotécnicos de la zona, el TFG se centra en aquellos ensayos que permitan una caracterización geotécnica directa de la zona de apoyo del terraplén de prueba. En base a esta caracterización, se estimarán los parámetros de cálculo para la aplicación de los modelos analíticos y numéricos.
- Capítulo 4 'Modelo analítico y numérico de cálculo': En este capítulo se desarrollarán los modelos de cálculo en base a las teorías edométrica y elastoplástica.
- Capítulo 5 'Análisis y conclusiones': Se llevará a cabo un análisis y posterior extracción de conclusiones de los métodos utilizados para la predicción de los movimientos del terreno sobre el cual se coloca el terraplén.
- En el capítulo 6 'Diseño y análisis de la implantación de una posible mejora mediante columnas de grava': se incluye en el modelo numérico una mejora del terreno mediante columnas de gravas, con el fin de extraer conclusiones sobre la utilización de este tipo de sistema para aumentar la capacidad resistente, acelerar la consolidación y reducir la deformabilidad del terreno.
- Capítulo 7 'Futuras líneas de estudio': Se comentarán posibles nuevos campos de investigación en este sentido.

2.- ESTADO DEL CONOCIMIENTO:

2.1.- CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL Y ASIENTOS EN EL TERRENO:

Todos los materiales experimentan deformaciones cuando a estos se les aplican unas determinadas cargas.

Las leyes tensión-deformación de materiales estructurales, tales como el acero o el hormigón, son sobradamente conocidas para el caso la mayoría de las aplicaciones prácticas y son fácilmente determinables en laboratorio con un rango de confianza alto.

En el caso de suelos, la deformación es mayor que en los materiales mencionados anteriormente, incluso cuando las cargas son relativamente pequeñas. Esta deformación en suelos de grano fino, además, no se completa de forma instantánea, sino que existe un determinado espacio de tiempo (del orden de meses a años) en el cual el suelo continúa deformándose bajo un estado de cargas. (Juarez Badillo et al, 2005).

“Las relaciones esfuerzo-deformación, en el campo de la Mecánica de Suelos, no se buscan en el resultado numérico de un cálculo, pues se reconoce que no existe uno confiable, sino en la observación de una prueba planteada con la esperanza de reproducir fielmente la realidad; la esperanza nunca se cumple más que dentro de un margen de aproximación, pero lo sano del criterio permanece” (Juarez Badillo et al, 2005).

En el caso de suelos, las características de deformación bajo compresión son las de mayor interés para casos prácticos. Para la determinación de estas características se suelen ejecutar ensayos tales como compresión triaxial, compresión simple, edómetro o ensayo de consolidación, etc.

La consolidación es el fenómeno por el cual se produce una disminución de volumen en una muestra de suelo, a lo largo de un período determinado de tiempo, cuando sobre esta se produce un aumento de cargas. Este proceso lleva consigo varias consecuencias, entre las cuales cabe destacar la reducción del volumen de poros y el aumento de la presión efectiva que implica un incremento de la resistencia del suelo.

Durante este proceso de deformación lenta se produce una transmisión paulatina de la carga al esqueleto sólido, ligada a la disipación por drenaje de las presiones intersticiales. Esta disipación de las presiones intersticiales se produce mediante un flujo de agua al exterior, cuya velocidad de drenaje depende de la permeabilidad del suelo. Por tanto, podemos diferenciar entre dos comportamientos de suelos frente a la consolidación:

- Los suelos granulares, que presentan una permeabilidad alta, lo que permite una rápida disipación de las presiones intersticiales. En este tipo de suelos el asentamiento termina de manera instantánea a la aplicación de la carga.
- Los suelos finos y arcillosos, en cambio, presentan una permeabilidad muy baja, lo que trae consigo una lenta disipación de las presiones intersticiales. En este caso los asentamientos pueden culminar incluso años después de la puesta en carga del terreno.

La consolidación se aplica a todos los suelos, pero como consecuencia de lo descrito anteriormente, es más importante en suelos cuya permeabilidad es menor, es decir, terrenos arcillosos y limosos.

Este fenómeno de la consolidación tiene dos causas:

- La disipación de las presiones intersticiales en exceso (Consolidación primaria).
- Reajuste de las partículas (Consolidación secundaria); Una vez se han equilibrado las presiones intersticiales, se produce un reajuste de las partículas. Es importante en suelos con materia orgánica y turba. Aumenta al aumentar la permeabilidad del suelo.

Para abordar matemáticamente el proceso de consolidación primaria se deben tener en cuenta las siguientes hipótesis:

1. El suelo es homogéneo.
2. Saturación completa del terreno.
3. Se desprecia la compresibilidad de los granos de suelo y el agua.
4. Las deformaciones son infinitesimales. De esta manera las dimensiones dx , dy , dz tienen la misma respuesta que un elemento de dimensiones finitas x , y , z
5. La compresión aplicada será unidimensional.
6. El flujo también será unidimensional.
7. Se supone válida la ley de Darcy.
8. El índice de poros depende sólo de la presión efectiva.
9. Las deformaciones unitarias son pequeñas.
10. Valores constantes de la permeabilidad vertical (k_v) y el módulo edométrico (E_m) durante el proceso de consolidación.

Consideremos un suelo de sección ABCD, tal que sus caras son de área unidad. Además, supongamos que el plano horizontal medio de la pastilla del edómetro es un plano de referencia. Medimos por tanto la distancia z a partir de éste plano. Sea $2H$ el espesor de la pastilla:



Ilustración 1: Representación de una porción diferencial de terreno en ensayo edométrico. Asignatura de Mecánica de suelo y rocas. Universidad de Sevilla.

De la ley de Darcy:

$$v_{AB} = -k_v * \frac{\delta h_{(z,t)}}{\delta z}$$

$$v_{CD} = v_{AB} + \delta v$$

El volumen de agua perdido por el elemento de suelo en la unidad de tiempo será:

$$(v_{CD} - v_{AB}) * 1 = dv = \frac{\delta}{\delta z} \left[-k_v * \frac{\delta h_{(z,t)}}{\delta z} \right] dz$$

De las hipótesis saturación completa del terreno y no compresibilidad de los granos de suelo y agua, esa cantidad debe coincidir con la deformación del suelo con respecto al tiempo:

$$\frac{\delta}{\delta z} * \left[-k_v * \frac{\delta h_{(z,t)}}{\delta z} \right] dz = \frac{\delta \varepsilon}{\delta t} dz$$

Al dividir la ecuación anterior por dz y con $h=z+u/\gamma_w$ resulta:

$$-\frac{k_v}{\gamma_w} * \frac{\delta^2 u}{\delta z^2} = \frac{\delta \varepsilon}{\delta t}$$

Como el módulo edométrico es constante $E_m = \text{cte}$. Y en virtud de $e=f(\sigma')$:

$$\frac{\delta \varepsilon}{\delta t} = \frac{1}{E_m} * \frac{\delta \sigma'_v}{\delta t} = \frac{1}{E_m} * \frac{\delta (\sigma_v - U)}{\delta t}$$

Como σ_v no cambia con el tiempo:

$$\frac{\delta \varepsilon}{\delta t} = -\frac{1}{E_m} * \frac{\delta u}{\delta t}$$

Haciendo combinación de las ecuaciones:

$$-\frac{k_v}{\gamma_w} * \frac{\delta^2 u}{\delta z^2} = \frac{\delta \varepsilon}{\delta t}$$

$$\frac{\delta \varepsilon}{\delta t} = -\frac{1}{E_m} * \frac{\delta u}{\delta t}$$

Obtenemos:

$$\frac{k_v}{\gamma_w} * \frac{\delta^2 u}{\delta z^2} = \frac{1}{E_m} \frac{\delta u}{\delta t}$$

Si llamamos:

$$C_v = \frac{k_v * E_m}{\gamma_w}$$

Sustituyendo C_v en:

$$\frac{k_v}{\gamma_w} * \frac{\delta^2 u}{\delta z^2} = \frac{1}{E_m} \frac{\delta u}{\delta t}$$

Obtenemos la ecuación diferencial de la consolidación según la teoría de Terzaghi-Fröhlich:

$$C_v * \frac{\delta^2 u}{\delta z^2} = \frac{\delta u}{\delta t}$$

Podemos obtener una ecuación adimensional. Si definimos el factor tiempo, T_v , como:

$$T_v = \frac{C_v * t}{H_s^2}$$

Donde:

- T_v : Factor de tiempo (adimensional).
- C_v : Coeficiente de consolidación (cm^2/seg).
- t : Tiempo en el que se produce el asiento (seg).
- H_s : Senda de drenaje (cm), o recorrido que tiene que hacer una partícula de agua para alcanzar la placa porosa. Vale $H/2$ si a muestra drena por ambas caras y H si solo drena por una cara.
- H : Espesor de la muestra.

También definimos el grado de consolidación en un punto, U , como la relación entre la deformación en el instante t y la deformación final:

$$U = \frac{\varepsilon_{z,t}}{\varepsilon_f}$$

Haciendo los cambios de variables obtenemos:

$$\frac{\delta^2 U_z}{\delta \left(\frac{z}{H}\right)^2} = \frac{\delta U_z}{\delta T_v}$$

Esta ecuación adimensional que es del tipo: $U_z = U_z(z/H, T_v)$, puede ser resuelta utilizando series de Fourier.

En 1953 Taylor representó la solución de la ecuación en forma de isócronas o curvas con T_v constante.

T_v también puede ser estimada a partir de las siguientes expresiones:

Si $U < 60\%$:
$$T_v = \frac{\pi}{4} * U^2$$

Si $U \geq 60\%$:
$$T_v = -0.9332 * \log_{10}(1 - U) - 0.0851$$

Estas expresiones aparecen tabuladas en varias referencias, entre ellas en el libro de Geotecnia y Cimientos I de Jiménez Salas y De Justo Alpañes:

Relación entre T_v y U para presión intersticial en exceso inicial constante			
$U \%$	T_v	$U \%$	T_v
0	0	55	0.238
5	0.0017	60	0.286
10	0.0077	65	0.342
15	0.0177	70	0.403
20	0.0314	75	0.477
25	0.0491	80	0.567
30	0.0707	85	0.684
35	0.0962	90	0.848
40	0.126	95	1.129
45	0.159	100	∞
50	0.196	-	-

Tabla 1: Valores del coeficiente de consolidación y su correspondiente factor de tiempo

El coeficiente C_v se suele obtener de las curvas deformación (asiento)- tiempo del ensayo edométrico. Para ello se suelen hacer correcciones a las curvas debido a perturbaciones propias del ensayo (deformación del aparato, cierre de fisuras en terrenos fisurados, compresión de burbujas arenosas, etc). Algunas de las correcciones son debidas a Casagrande o Taylor.

Como el TFG trata de un terreno multicapa, que alterna capas arcillosas y arenosas (más arcillas que arenas), es importante considerar que según el tipo de estrato, el asiento bajo carga o sobrecarga se da de distinta manera, diferenciando así entre asientos instantáneos, asientos por consolidación primaria y asientos por consolidación secundaria.

El código técnico de la edificación (CTE), en su documento DBSE-C, clasifica los asientos del terreno en:

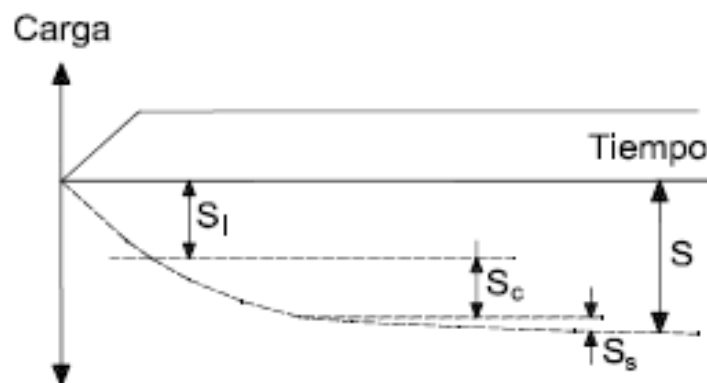


Ilustración 2: Representación de los asientos que se dan en el terreno según el CTE. Código técnico de la edificación.

- **Asientos instantáneos, SI:** Se produce de manera inmediata a la aplicación de la carga. Si el suelo o el estrato sobre el que aplicamos la carga es un terreno suficientemente permeable (terreno arenoso o gravoso), este asiento será muy relevante con respecto a los siguientes asientos que se describirán. Si, por el contrario, la permeabilidad del estrato es pequeña y este se encuentra saturado, de manera simultánea a la aplicación de la carga apenas se producirá drenaje alguno, por lo que el asiento inicial corresponderá a una distorsión del suelo, sin cambio de volumen.
- **Asiento por consolidación primaria, Sc:** Este proceso se desarrolla a la vez que las presiones intersticiales en exceso, consecuencia de la aplicación de la carga, se van disipando, dando lugar a un aumento de la presión efectiva del suelo. Este tipo de asiento es especialmente importante en suelos poco permeables saturados (arcillas y limos), en los cuales el asiento por consolidación primaria puede dilatarse un amplio periodo de tiempo que puede llevar años.
- **Asiento de compresión secundaria (o asiento por consolidación secundaria), Ss:** Durante este proceso de asiento, ya disipadas las presiones intersticiales, se produce un proceso de consolidación lenta producido por el reajuste de las partículas de suelo. Es importante en suelos con materia orgánica y especialmente turba. Aumenta al aumentar el coeficiente de permeabilidad del suelo.

En este TFG se estudiarán además de los asientos instantáneos, los debidos a la consolidación primaria dejando para desarrollos futuros los de consolidación secundaria, que se pueden considerar en este tipo de terrenos multicapa de poca influencia.

2.2.- ESTUDIOS DE TERRAPLENES SOBRE SUELOS BLANDOS:

En determinadas ocasiones, el terreno sobre el que se apoyan terraplenes u otras construcciones presentan problemas o condiciones desfavorables. Estas condiciones se caracterizan por la presencia de niveles freáticos altos y estratos de suelos arcillosos y/o limosos de gran espesor con muy baja consistencia o compacidad y susceptibles por tanto de generar grandes movimientos, desarrollados en un largo periodo de tiempo.

El diseño de terraplenes sobre depósitos aluviales muy compresibles ha supuesto siempre un reto para los ingenieros civiles. En muchos proyectos de construcción sobre este tipo de suelos, el estudio de terraplenes de prueba en la zona a construir se hace esencial. Esto es porque a partir de ellos podemos comprobar las capacidades resistentes del terreno y generar modelos de asientos de la zona en estudio para predecir futuros movimientos, conocer los tiempos de consolidación y acelerar el tiempo de colocación de la super-estructura o pavimento.

De la bibliografía analizada se comentan a continuación algunos ejemplos de mejora y aceleración de los asientos en terraplenes.

En un estudio realizado por Bahatin Gündüz (2008), se analizaron terraplenes de prueba contruidos por el SGI (Swedish Geotechnical Institute) en posibles zonas candidatas a la construcción de un aeropuerto (Lilla Mellösa y Skå-Edeby). En el documento elaborado por

este autor se realiza una modelización del terreno mediante elementos finitos (Plaxis) con diferentes comportamientos del terreno (Hardening Soil, Mohr Coulomb, Soft Soil, etc) , comparando los resultados obtenidos con las medidas de campo de los elementos de auscultación. Las zonas del estudio estaban caracterizadas por la presencia de estratos de suelo muy compresibles de gran potencia o espesor (12-15 metros de suelos blandos), y la presencia elevada del nivel freático (suelos saturados). Las alturas de los terraplenes de prueba están comprendidas entre 1.5 y 2.5 metros y las dimensiones en planta de 30x30 metros en su mayoría.

En las dos zonas en estudio analizadas, se utilizaron para su modelización parámetros geotécnicos derivados de anteriores ensayos de caracterización utilizados en proyectos de zonas cercanas por autores como Bergdal et al (1993), Westerberg (1999), Johansson (2008) o Larsson (2008).

En cuanto a los modelos de comportamiento utilizados el autor alterna en las dos zonas de estudio con modelos como el Hardening Soil y el Mohr-Coulomb, para el terraplén y una primera capa a la que denomina estrato sobreconsolidado, con los modelos para estratos blandos arcillosos como el Soft Soil y el Soft Soil Creep.

Gündüz (2008), con esta alternancia entre modelos constitutivos llegó a las siguientes conclusiones:

- Entre los modelos constitutivos Hardening-Soil y Mohr-Coulomb: Se realizó una comparación entre el modelo Hardening-Soil y el modelo Mohr-Coulomb en un terraplén en el que se emplearon drenes verticales. Se comprobó que los asientos en función del tiempo eran prácticamente iguales e independientes del modelo constitutivo que se escogiera para modelar tanto el terraplén como la primera capa consolidada (En fase de carga). En la ilustración 3 se observa la relación o ajuste entre los dos modelos constitutivos para el asiento en función del tiempo y profundidades de 0 y 5 metros.

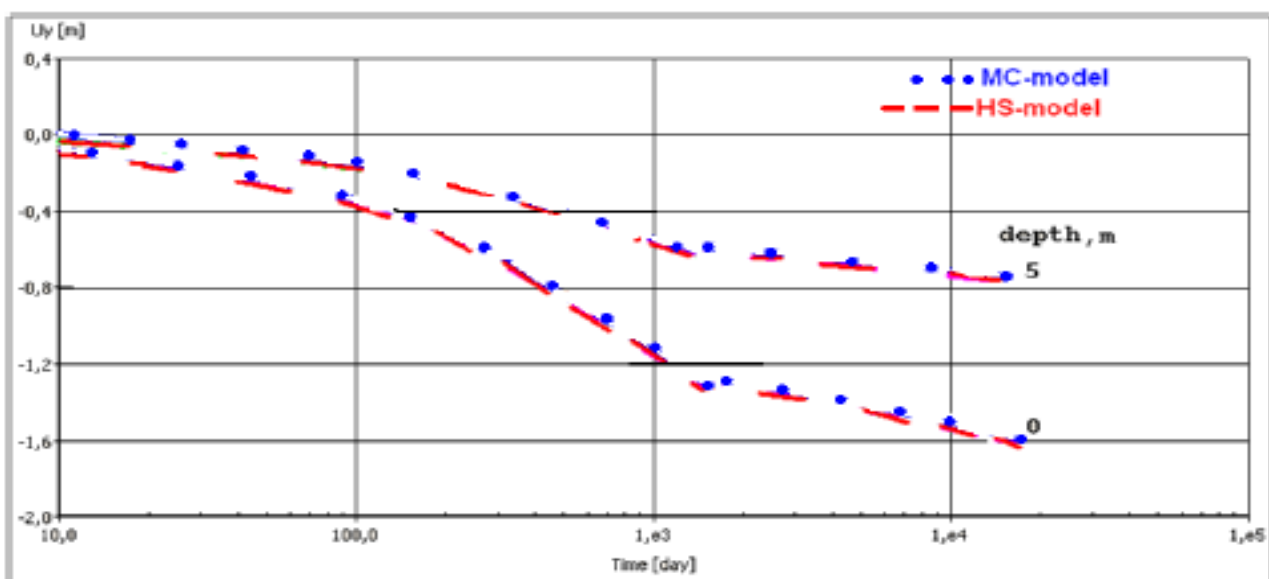


Ilustración 3: Asientos en función del tiempo a 0 y 5 metros de profundidad empleando el modelo MC y el HS.

- Entre los modelos constitutivos Soft Soil y Soft Soil Creep: Se estudió también esta comparación en un terraplén con drenes verticales. Se comprobó que los asentamientos obtenidos con el modelo Soft Soil Creep aumentaban con el tiempo y se adaptaban mejor a los asentamientos auscultados, mientras que los obtenidos con el modelo Soft Soil, se mantenían constantes a partir de un cierto período de tiempo (que coincidía con el instante de descarga). En la ilustración 4 y para la parte central del terraplén de prueba se muestran los asentamientos en superficie medidos (field data) con los obtenidos para los modelos Soft Soil Creep y Soft Soil.

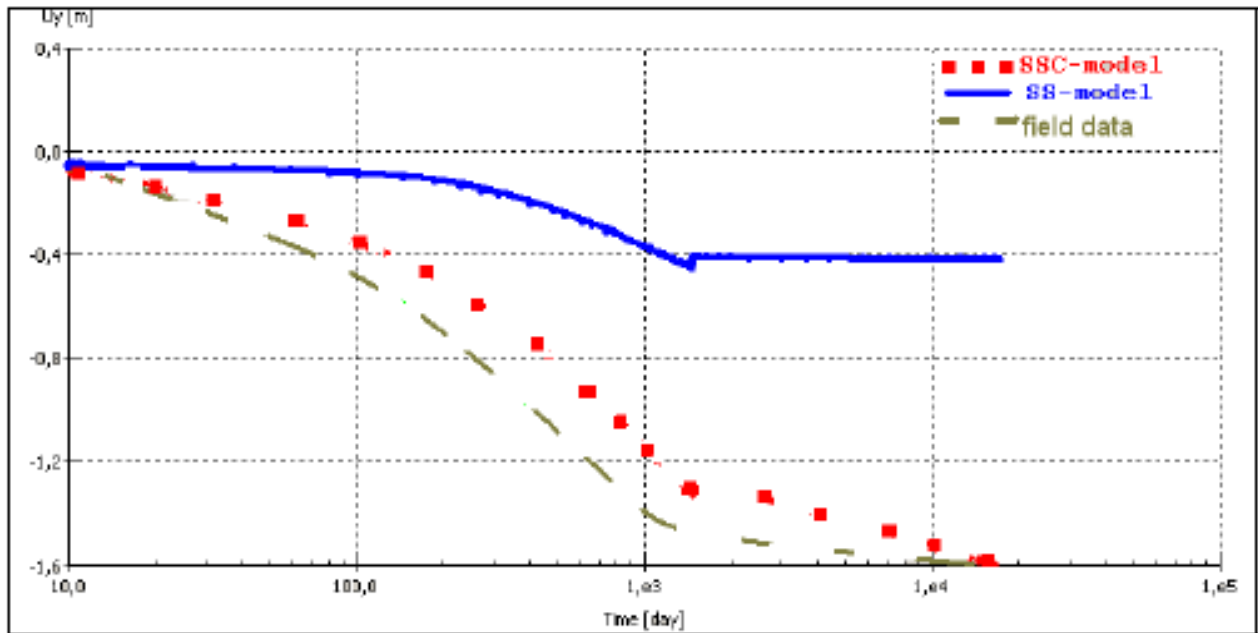


Ilustración 4: Asientos en superficie (eje del terraplén) utilizando modelos SSC y SS. Bahatin Gündüz (2008)

Es importante también hacer una comparación entre los asentamientos de terrenos en los que no se aplican drenes verticales y en los que sí.

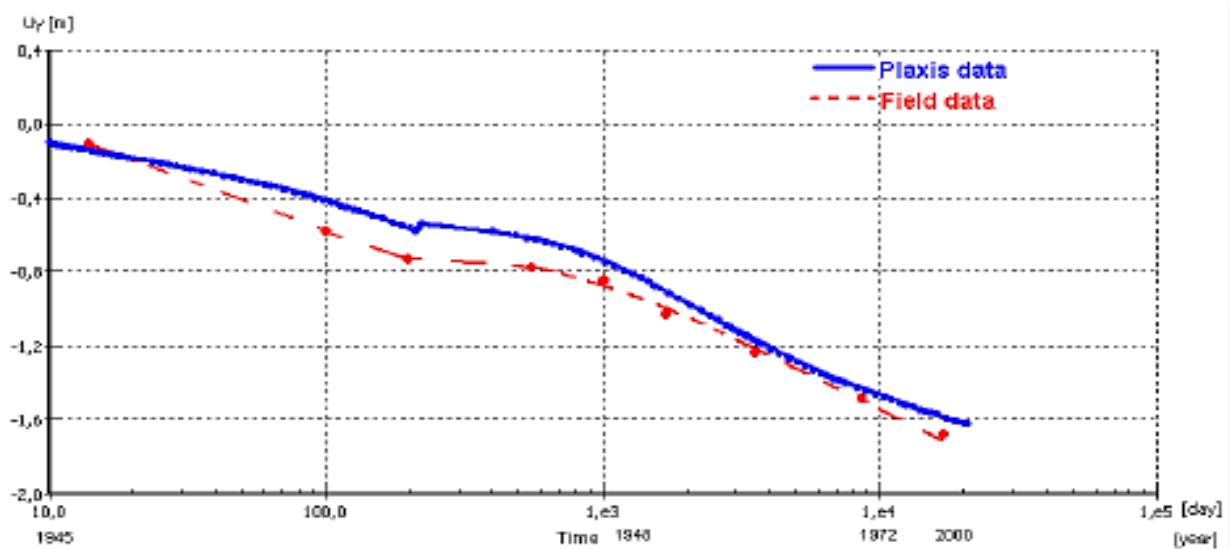


Ilustración 5: Asientos en función del tiempo con terreno con drenes verticales. Bahatin Gündüz (2008)

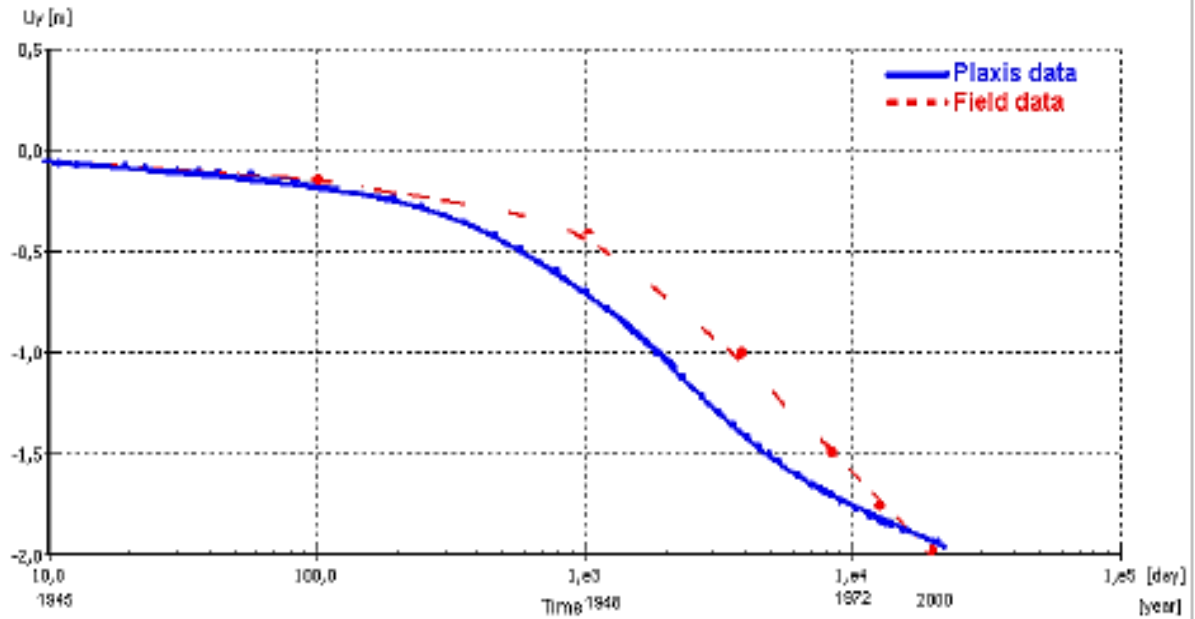


Ilustración 6: Asiento en función del tiempo con terreno sin drenes verticales. Bahatin Gündüz (2008)

De las ilustraciones 5 y 6 (En el terraplén de la ilustración 5 se utilizaron drenes verticales y en la 6 no) observamos que, con drenes verticales, los asentamientos se aceleran o se dan con mayor rapidez. Esto es debido a la mayor rapidez en la disipación de las presiones intersticiales en exceso que se dan con la inclusión de los drenes, lo que lo hace un elemento interesante si nuestro objetivo es la consolidación rápida de un terreno blando.

Para diferentes profundidades y empleando un modelo sin drenes verticales con modelos constitutivos Soft Soil Creep (Arcillas) y Hardening Soil (terraplén y primera capa sobre consolidada) se obtuvieron los siguientes resultados (ver ilustración 7):

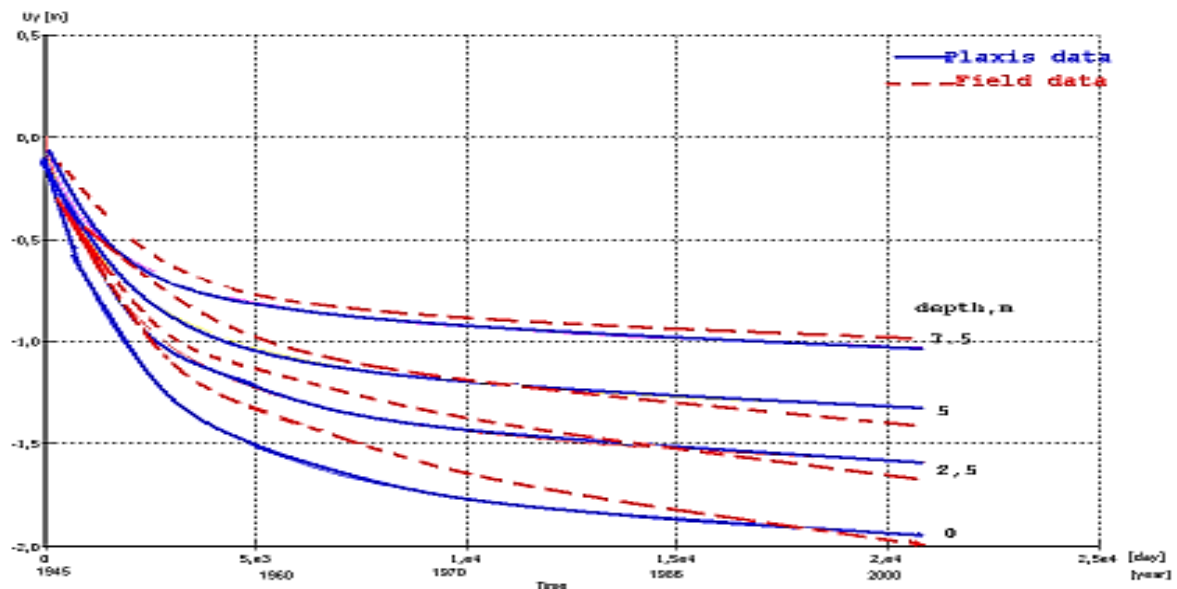


Ilustración 7: Asientos en función del tiempo para diferentes profundidades en terreno sin drenes verticales. Bahatin Gündüz (2008)

Balasubramaniam et al (2007) también realizó una interpretación y análisis de terraplenes de prueba en arcillas blandas de gran potencia. La zona en estudio se encuentra en Muar, Malasia. Los terraplenes objeto del análisis alcanzaban alturas de entre 3 y 6 metros de altura, siendo aplicados en cada uno de ellos distintas mejoras (sólo precarga, precarga más drenes verticales, columnas de grava, etc), y con el fin de obtener conclusiones auscultó el comportamiento del terreno mediante distintas instrumentaciones.

El asiento total observado durante la aplicación de la carga es la suma del asiento inmediato y del asiento de consolidación.

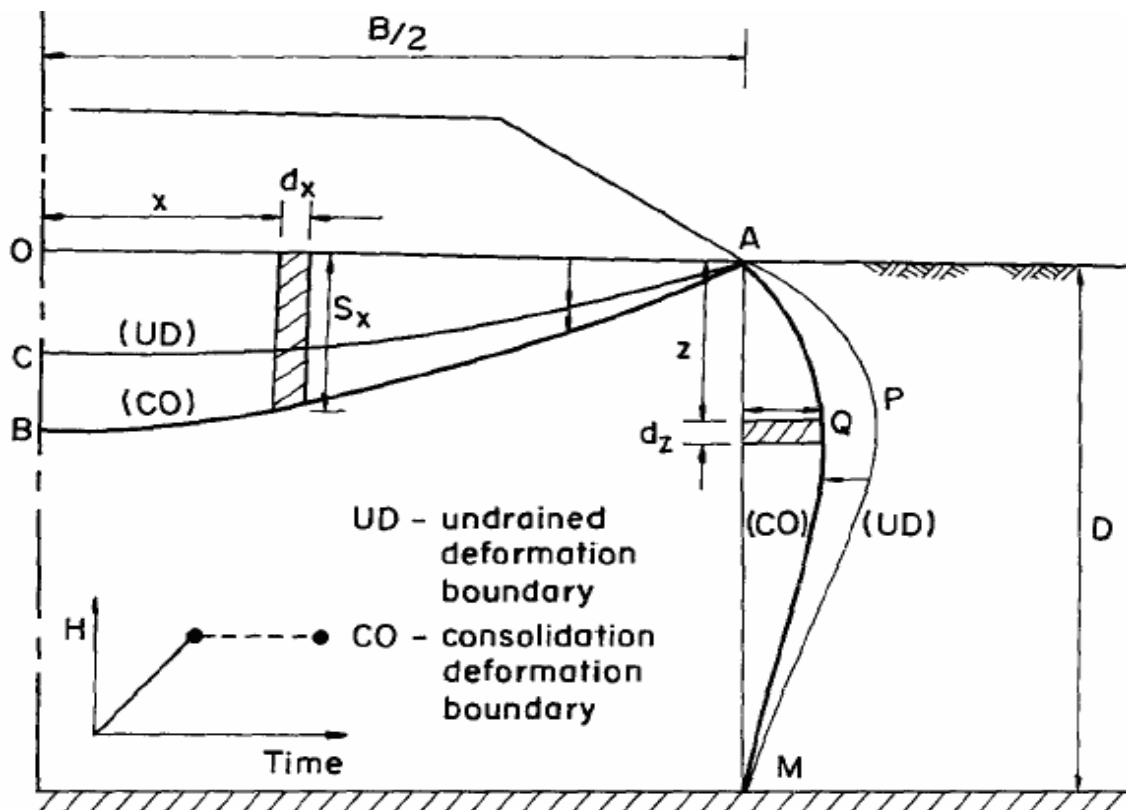


Ilustración 8: Deformación del terreno bajo terraplén en condiciones sin drenaje. Balasubramaniam et al (2007)

La ilustración 8 representa la deformación sin drenaje, que origina el asiento inmediato UD (AOC en superficie y APM en profundidad). Si esto ocurre sin la inclusión de drenes, el volumen de asientos en superficie es igual al volumen de asientos en profundidad. Debido a la disipación de presiones intersticiales, el proceso de consolidación ocurre a partir de que la carga es aplicada. En la mencionada ilustración este estado de deformación o consolidación CO se observa cuando la carga se mantiene constante, y aparecen en superficie los volúmenes verticales (ABC) y en profundidad o lateral (AQM). Es importante comentar que los volúmenes se representan por unidad de longitud del terraplén.

Del análisis realizado por Balasubramaniam et al (2007) en los distintos tipos de terraplenes, es importante también comentar la siguiente tabla:

SCHEME	GROUND IMPROVEMENT	HEIGHT
3/2, 6/6	Control	3m, 6m
3/1, 6/1	Electro Chemical Injection	3m, 6m
3/3	Sand Sandwich Method	3m
3/4, 6/8	Preloading, Geogrid & Prefabricated Vertical Drain	3m, 6m
6/2	Well Point Preloading	6m
6/3	Electro Osmosis	6m
6/4	Prestressed Spun Piles	6m
6/5	Sand Compaction Piles	6m
6/7	Vacuum Preloading & Prefabricated Vertical drain	6m
6/9	Preloading & Vertical Drain	6m

SCHEME	PERCENTAGE SETTLEMENT		
	WEATHERED CRUST	UPPER CLAY	LOWER CLAY
3/1	21	57	22
3/2	20	61	19
3/3	15	54	31
3/4	12	51	37
6/1	15	58	27
6/2	14	64	22
6/3	13	68	19
6/6	16	55	29
6/7	11	51	38
6/9	14	64	22

Ilustración 9: Diferentes casos en estudio y porcentajes de asientos respecto al total de cada uno de los estratos considerados. Balasubramaniam et al (2007)

La tabla o ilustración 9 muestra, en su parte izquierda, las distintas mejoras de terreno llevadas a cabo en el estudio y la altura del terraplén de prueba, y a su izquierda, los porcentajes de asiento que corresponden a cada una de las capas en las que se divide el terreno. Los modelos que pueden ofrecernos información sobre nuestro caso en estudio (precarga sin drenes o Control en la tabla) son los identificados como: esquema (scheme) '3/2' para altura de terraplén de 3 m y taludes 2V/1H y esquema '6/6' para terraplén de 6 m y taludes 2V/1H. En la primera se puede ver que los porcentajes de asiento en la arcilla superior ((upper clays) son del orden de tres veces los asientos en la capa superficial erosionada y la arcilla inferior (lower clays). Si aplicamos un sistema de mejora con precarga, drenes y geotextil, para las alturas de 3 y 6 m y taludes 2V/1H respectivamente, se mejora los asientos de las dos primeras capas (erosionada y la arcilla superior), pero no de la inferior que además de no mejorar aumentan los asientos del orden de 1,5 a 2.

Marchetti et al (2004) realizaron un estudio sobre asientos medidos bajo un terraplén instrumentado en Treporti (Venecia, Italia), comparando sus resultados con un modelo que utiliza parámetros resistentes del terreno obtenidos mediante ensayos dilatométricos (DMT) y piezoconos con disipación de presiones intersticiales (CPTU).

En el perfil estratigráfico de la zona de estudio en Treporti, se observan estratos arcillosos, limosos y arenosos entremezclados.

El modelo de cálculo empleado para la obtención de los asientos inmediatos y por consolidación primaria se describe a continuación:

- Asientos inmediatos: El módulo de deformación no drenado se estimó de acuerdo con lo propuesto por Duncany Buchigani (1976), que asumieron que $E_u/cu_{dmT} = 600$ para arcillas de baja plasticidad.
- Asientos por consolidación primaria: Adopta un modelo tradicional unidimensional. Los incrementos de tensiones verticales son calculados según la teoría de la elasticidad lineal (semiespacio elástico homogéneo de Boussinesq) para una carga de área circular

(Poulos y Davies, 1974). Los módulos de deformación se consideran constantes e independientes del nivel de tensiones. La fórmula utilizada para estimar los asientos por consolidación es:

$$s = \sum \left(\frac{\Delta \sigma_v}{M} \right) \Delta z$$
, Siendo M: Modulo de deformación, que en el proyecto se tomó como M_{MDT} (módulo de deformación obtenido a partir del dilatómetro de Marchetti).

Los asientos obtenidos mediante el modelo analítico de cálculo, fueron comparados con elementos de auscultación situados en las inmediaciones del terraplén.

La ilustración 10 muestra el asiento en superficie del punto central del terraplén en función del tiempo y la carga aplicada (que depende de la altura del terraplén). 'DMT predicted' es el asiento obtenido de forma analítica. La línea 'measured' representa el asiento auscultado en función del tiempo, desde que el terraplén comienza a construirse, hasta que se disipan las presiones intersticiales en exceso derivadas de la consolidación del terreno (bajo carga constante).

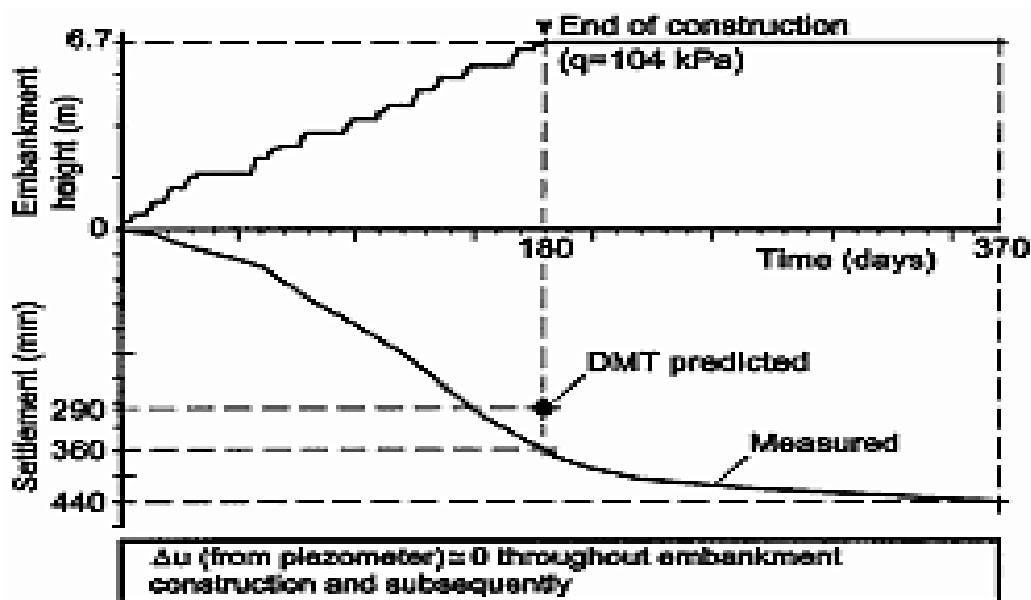


Ilustración 10: Asientos medidos y predichos mediante modelo analítico en superficie en el centro del terraplén, en función de la altura de tierras. Marchetti et al (2004)

Marchetti et al (2004) comenta la importancia del efecto de la consolidación secundaria en este tipo de suelos, que forma parte de los asientos totales medidos por la instrumentación, y que sin embargo no se tuvo en cuenta en el modelo analítico. Como se puede observar en la ilustración 10 la diferencia entre el asiento medido y el auscultado se le achaca a la consolidación secundaria (difiere en unos 7 cm). El autor comenta que si se quiere cuantificar los asientos por los procesos de consolidación se debe hacer un análisis más específico separando la consolidación primaria de la secundaria.

Por último, en España, Baró (2007) se planteó dudas acerca de la validez del módulo edométrico para el cálculo de asientos. De igual manera a los otros estudios comentados, el cimiento sobre el que asentaban los terraplenes son suelos principalmente blandos. Baró

(2007) realizó diferentes hipótesis, en las que varió los módulos resistentes obtenidos de diferentes ensayos de dilatómetros de Marchetti en la zona y el tipo de carga aplicada. Con esto se llegó a la conclusión de que, mediante la aplicación de carga en banqueta para modelar un terraplén, se sobredimensionan los asientos.

Los elementos de auscultación que se implementaron en los terraplenes con el fin de comparar los resultados del modelo de cálculo fueron placas de asiento, líneas continuas de asiento, extensómetros deslizantes e inclinómetros.

		Capacidad Resistente	Estratigrafía	Altura (m)	Ancho de coronación (m)	Tipo de carga
P-13	Caso 1	DMT-13	CPTU-S13	4	58.5	Banqueta
	Caso 2	DMT-9	CPTU-S13	4	58.5	Banqueta
	Caso 3	DMT-9	CPTU-S13	4	58.5	Rectangular

Tabla 2: Casos estudiados por Baró (2007) para extraer conclusiones acerca de los parámetros resistentes utilizados y el tipo de carga aplicada.

La ilustración 11 representa la comparación de los datos medidos mediante placas de asiento colocadas a diferentes profundidades, y los obtenidos mediante el modelo analítico aplicando carga en banqueta:

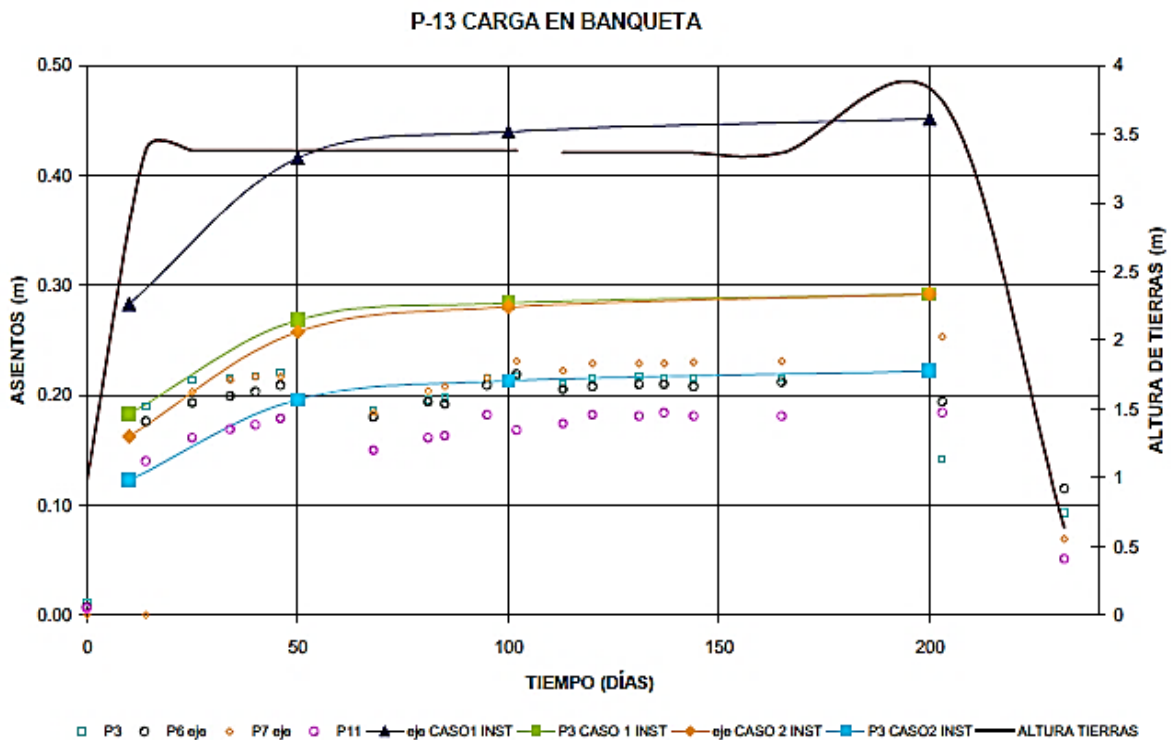


Ilustración 11: Asientos medidos por placas de asiento y predichos mediante modelo analítico. Carga en banqueta. Baró (2007).

En la figura anterior se representa en línea oscura la altura de tierras del terraplén. Las líneas de puntos representan los datos auscultados por 3 placas de asiento (dos de las cuales se encuentran en el eje del terraplén). En línea continua se representa la estimación de asientos para puntos correspondientes al lugar donde están las placas de asiento. Se observa

que con la aplicación de carga en banqueta se sobredimensionan los asientos producidos por un terraplén (los asientos obtenidos por el método analítico dan valores superiores a los medidos).

Aplicando una carga rectangular los resultados fueron los siguientes.

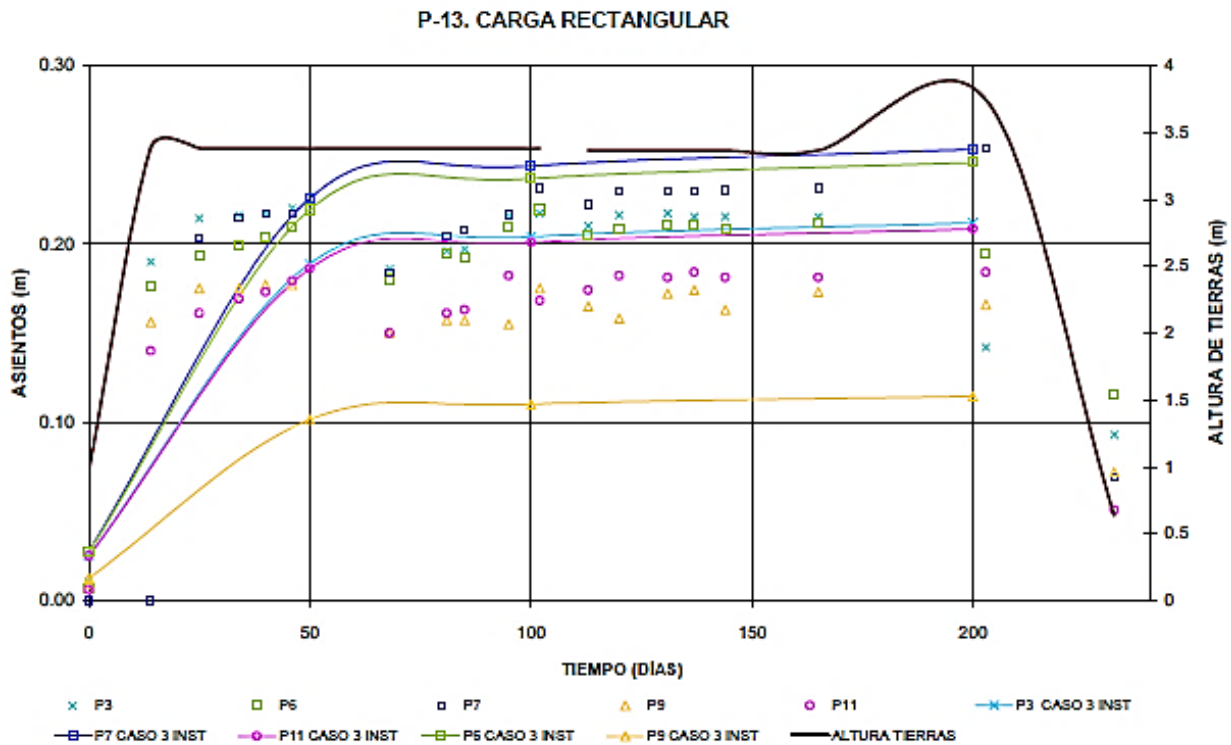


Ilustración 12: Asientos medidos por placas de asiento y predichos mediante modelo analítico. Carga rectangular. Baró (2007).

En la ilustración 12, nuevamente en línea de color oscuro representa la altura de tierras del terraplén, mientras que las líneas de puntos representan los datos auscultados por placas de asiento y las otras líneas la predicción de asientos. Como se observa, los valores predichos por el modelo analítico siguen dando valores superiores a los medidos, pero la magnitud de estos es menor que si aplicamos carga en banqueta y se asemeja más al comportamiento real del terreno.

La única excepción en la última ilustración la encontramos con el punto de la placa de asiento 9, en la cual el modelo predice asientos inferiores a los medidos. Esto es debido a que la placa de asiento 9 se encuentra en un extremo de la coronación del terraplén, por lo que la modelización de carga rectangular no contabiliza el asiento correspondiente a la parte triangular de la sección. La ilustración 13 explica mejor este último hecho, donde la parte denominada 'DIF' no estaría considerada si se toma un modelo de carga rectangular.

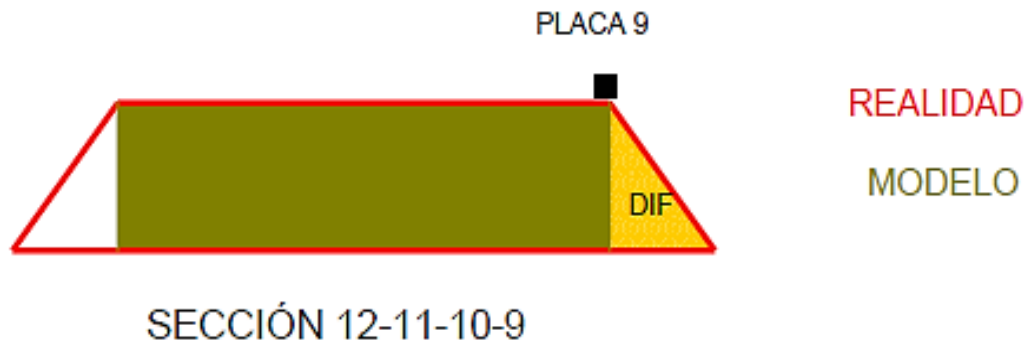


Ilustración 13: Modelo de carga rectangular (verde) vs modelo real (trapezoidal, en rojo). Baró (2007).

Del estudio de Baró (2007) se concluye que:

- El modelo de cálculo de asientos se ajusta más a la realidad considerando carga rectangular.
- Los puntos físicos donde hay más similitud entre modelo y instrumentación son los del interior o cerca del eje de la precarga (placas de asiento 3, 6 y 7), existiendo un poco más de diferencia en los puntos periféricos (placas de asiento 10 y 11). A pesar de estas diferencias, la predicción está siempre del lado de la seguridad.
- El único punto donde la afirmación anterior es falsa es en la placa 9 (ver ilustración 12), donde el modelo infravalora el asiento resultante.

Otras conclusiones derivadas del modelo analítico empleado por Baró (2007) son:

- La instrumentación, a pesar de haber sido numerosa, no ha dado todos los resultados que en principio se esperaban (esto es debido a la ausencia de medidas en determinados periodos, defectos en las mediciones de algunos instrumentos como los inclinómetros, etc).
- De todos los instrumentos de auscultación, las placas de asiento son las más fiables en el estudio por su simplicidad y robustez.
- Los dilatómetros (DMT) y piezoconos (CPTu) para obtener los parámetros de resistencia y mecánicos del suelo, son herramientas rápidas y sencillas para predecir los asientos en obras.
- Los casos que mejor se ajustan a los medidos en obra son los terraplenes aislados y con una dimensión predominante sobre la otra ($X \gg Y$). Esta condición se da al caso ideal propuesto por nuestro TFG.
- El método de predicción de los asientos empleado no solamente es útil para la previsión del asiento final, sino también para evaluar el asiento por consolidación (en función del tiempo).

2.3.- PARÁMETROS DEL TERRENO:

Se ha realizado una labor de recopilación de información acerca de la obtención mediante ensayos de laboratorio, in situ y correlaciones, de los parámetros que necesitamos para nuestro estudio de consolidación y asientos del terreno.

Del estudio realizado por Gündüz (2008), extraemos que:

- La precarga ha sido considerada como un terreno gravoso y drenado, con un módulo de deformación de 40 MPa y un ángulo de rozamiento de 37° (recomendado por Bergdahl et al , 1993). El citado autor recomienda la importancia de dar algo de cohesión a estos terrenos no cohesivos, con el fin de evitar problemas numéricos. De acuerdo con Larsson (2008) considera que el relleno debe tener un peso específico aproximado de 18 kN/m^3 y la permeabilidad según Axelsson (2005) oscilar entre 0.01 y 1 m/día.
- Con respecto a estratos con contenido orgánico, Gündüz comenta que, debido a la dificultad de obtener parámetros fiables de estas capas, se fía de la experiencia geotécnica.
- De las capas arcillosas, lo más importante es que la permeabilidad suele variar entre $5,18 \times 10^{-5}$ y $8,64 \times 10^{-5}$ m/día, el peso específico oscila entre $13-18 \text{ kN/m}^3$, los valores de λ lo calcula a partir del coeficiente de compresión C_c y de k lo obtiene como 2.3λ en capas superiores y 1.3λ en capas inferiores (Larsson, 2007).

En estudios de asentamientos en terraplenes realizado por Balasubramaniam et al (2010), de la caracterización geotécnica del terreno se comenta que:

- Los ensayos de consolidación arrojan valores del coeficiente de consolidación, C_v , muy bajos (la estimación real de este parámetro es muy complicado) y que el valor real de este coeficiente está entre 5-10 veces el valor medido en laboratorio.
- Para obtener el índice de compresión, C_c , en suelos blandos recurre a las correlaciones de Simons-Menzies (1975), Simons (1957), Wilkes (1974) y Lambe-Whitman (1969), que relacionan este parámetro con la humedad del terreno (ver ilustración 14):

Compression Ratio from moisture content		
Authors	Formula	Range of w_n
Simons and Menzies (1975)	$CR = 0.006w_n - 0.03$	$20 \leq w_n \leq 140$ (23)
Simons (1957)	$CR = 0.006w_n^{1.68}$	$28 \leq w_n \leq 57$ (24)
Wilkes (1974)	$CR = 0.26 \ln(w_n) - 0.83$	$30 \leq w_n \leq 90$ (25)
Lambe and Whitman (1969)	$CR = 0.12 \ln(w_n) - 0.28$	$10 \leq w_n \leq 100$ (26)

Ilustración 14: Correlaciones del índice de compresión. Balasubramaniam et al (2010).

Parámetros de esfuerzos efectivos, deformación y permeabilidad fueron obtenidos por Poulos et al (1991) de la siguiente manera:

- Esfuerzos efectivos: En arcillas los parámetros de resistencia como la cohesión efectiva y ángulo de rozamiento efectivo del terreno fueron obtenidos de ensayos de compresión y consolidación no drenados. En arenas, el ángulo de rozamiento interno se obtiene a partir de correlaciones con el ensayo de penetración estándar (Lambe-Whitman, 1969), considerando que la cohesión es 0.
El módulo de Young no drenado en arcillas toma el valor de $E_u = 190 \cdot c_u$, donde c_u es la cohesión en condiciones sin drenaje. Valores similares han sido obtenidas por Enríquez (1989).
- Parámetros de deformación: En arcillas para el cálculo del módulo de Young efectivo se utiliza la siguiente relación (ver ilustración 15):

$$E' = \frac{2E_u(1+\nu'_s)}{3} \quad (2)$$

where

$$\begin{aligned} E_u &= \text{undrained Young's modulus,} \\ \nu'_s &= \text{effective Poisson's ratio.} \end{aligned}$$

Ilustración 15: Obtención del módulo de Young efectivo. Poulos et al (1991)

En arenas lo obtiene mediante correlaciones con el ensayo de penetración estándar sugerido por Poulos (1975).

- Permeabilidad: En arcillas. los valores de permeabilidad vertical, k_v , se obtienen a partir de la siguiente ecuación:

$$k_v = m_v \cdot c_v \cdot \gamma_w \quad (1)$$

where

$$\begin{aligned} \gamma_w &= \text{unit weight of water,} \\ m_v &= \text{coefficient of volume decrease,} \\ c_v &= \text{coefficient of consolidation.} \end{aligned}$$

Ilustración 16: Obtención de la permeabilidad vertical en arcillas. Poulos et al (1991).

Los valores del coeficiente de permeabilidad horizontal son aumentados por 3 para considerar posibles pequeñas láminas de arenas incluidas en las capas de arcilla que se consideran en el análisis. En arenas, k_v se obtienen por correlaciones con el ensayo de penetración estándar, SPT (Lambe and Whitman, 1969). En arenas se asume que k_h es igual a $1.5k_v$.

También se han encontrado en diferentes referencias relaciones del coeficiente de compresión, C_c , con otros parámetros del suelo fácilmente obtenidas mediante ensayos de laboratorio (ver ilustración 17).

Ecuación	Aplicabilidad	Referencia
$C_c = 0.0097(W_L - 10)$	Arcillas remoldeadas	Skempton, 1944
$C_c = 0.0046(W_L - 9)$	Arcillas Brasileñas	Cazzolio, 1981
$C_c = 0.009(W_L - 10)$	Arcillas normalmente consolidadas	Terzaghi y Peck, 1967
$C_c = 0.006(W_L - 9)$	Arcillas con límite líquido < 100%	Azzouz et. al., 1978
$C_c = 0.009(W_L - 8)$	Arcillas de la Bahía de Osaka	Tsuhida, 1991
$C_{c10} = 0.009W_L$	Arcillas de la Bahía de Tokio	Tsuhida, 1991
$C_c = 0.01(W_L - 5)$	Todas las arcillas	Azzouz et. al., 1978
$C_c = 0.01w_n$	Todas las arcillas	Koppula, 1981
$C_c = 0.01(W_L - 7.549)$	Todas las arcillas	Herrero, 1983
$C_c = 0.0115w_n$	Arcillas y limo orgánico	Bowles, 1989
$C_c = 1.15(e - e_0)$	Todas las arcillas	Nishida, 1956
$C_c = 0.29(e_0 - 0.27)$	Suelos inorgánicos	Hough, 1957
$C_c = 0.35(e_0 - 0.5)$	Suelos orgánicos	Hough, 1957
$C_c = 0.246 + 0.43(e_0 - 0.25)$	Arcillas Montley de San Paulo Brasil	Cazzolio, 1981
$C_c = 1.21 + 1.055(e_0 - 1.87)$	Tierras bajas de Santos, Brasil.	Cazzolio, 1981
$C_c = 0.75(e_0 - 0.50)$	Suelos con plasticidad	Sowers, 1970
$C_c = 0.208e_0 + 0.0083$	Arcillas de Chicago	Bowles, 1989
$C_c = 0.158e_0 + 0.0107$	Todas las arcillas	Bowles, 1989
$C_c = 0.2e^{-1.4}$	Suelos recientemente sedimentados naturalmente	Shorten, 1995
$C_c = 0.5 (\gamma_w/\gamma_s)^{2.4}$	Todo tipo de suelos	Herrero, 1980
$C_c = 0.185[G_s(\gamma_w/\gamma_s)^2 - 0.144]$	Todo tipo de suelos	Herrero, 1983
$C_c = 0.5PIG_L$	Todas las arcillas remoldeadas	Wroth y Wood, 1978

Ilustración 17: Correlaciones para obtener el índice de compresión de los suelos. Sridharan A. (2000)

Para España, la relación que se ajusta mejor a los valores de C_c son:

$C_c = 0.0097 (W_L - 16.4)$ Donde W_L es el límite líquido. (Mecánica de Suelo y Rocas, Grado en ingeniería Civil. Universidad de Sevilla).

$C_c = 0.99 * W^{1.315}$ Donde W es la humedad medida en %.

En España la estimación de C_s a partir de C_c suele estar comprendida entre 1/4 y 1/10 de C_c , y en fangos oscila entre 1/12 y 1/20 de C_c (Mecánica de Suelo y Rocas, Grado en ingeniería Civil. Universidad de Sevilla).

2.4.- INSTRUMENTACIÓN EN TERRAPLENES:

Es importante en el presente documento describir las características más básicas de los instrumentos de medida que utilizaremos para comparar sus resultados con los modelos analítico y numérico. En el proyecto de construcción de la zona de apoyo logístico (ZAL) de San Roque se colocaron instrumentos de auscultación con el objeto de determinar:

- Los asientos producidos en el terreno de cimentación durante la construcción de los terraplenes de prueba. El instrumento utilizado fueron líneas continuas de asiento.
- La variación de las presiones intersticiales en el terreno de cimentación durante la construcción de los terraplenes de prueba. Los instrumentos colocados en este sentido fueron piezómetros de cuerda vibrante.
- Las deformaciones horizontales en profundidad alrededor de los terraplenes de prueba. Los inclinómetros fueron los instrumentos utilizados para este fin.
- Las deformaciones verticales en profundidad. Los extensómetros de varilla son los aparatos de medida empleados para medir estas deformaciones.
- La presión en Kg/cm^2 ejercida sobre el terreno de cimentación durante la construcción de los terraplenes de prueba. Se instalaron células de presión total para este fin.

En este trabajo de fin de grado nos centraremos en los aparatos de medida de desplazamientos, tanto verticales como horizontales. Por lo que pasaremos a describirlos a continuación:

2.4.1.- Línea continua de asientos (LCA):

Permite realizar medidas de movimientos verticales en superficie bajo terraplenes o cimentaciones. Para este fin, la sonda recorre un tubo de polietileno de alta densidad colocado previamente debajo de la estructura que será auscultada. El traductor define así el perfil del tubo de polietileno respecto al tanque de referencia.

Su fácil manejo hace que este sistema sea un buen medio para el seguimiento de terraplenes, sustituyendo a otros elementos como las células de deformación o las placas de asiento.

Se compone fundamentalmente de una manguera flexible situada en posición perpendicular al eje del terraplén. Esta se coloca en una zanja elaborada para tal fin antes de la colocación del terraplén. Posteriormente el terraplén se construye sobre la LCA, de forma que, al irse deformando el terreno por efecto de la superestructura, la manguera se deforma. Al medir la deformación de la manguera podemos conocer, con bastante precisión la magnitud y distribución de asientos bajo el terraplén (Tomás et al 2002).

Además de la manguera (elemento fundamental en la línea continua de asientos), otros elementos que componen este instrumento de auscultación son las arquetas (protegen los extremos de la manguera de forma que impiden la manipulación de los extremos de la misma) y el dispositivo de medida de los asientos (se fundamenta en el principio básico de la hidrostática, midiendo la diferencia de presión entre el extremo del tubo, torpedo, donde se encuentra un sensor piezométrico, y un pequeño nivel situado en la unidad de adquisición de datos (UAD), transformando estas diferencias de presión en valores de altura de carga o simplemente diferencia de nivel) (Tomás et al 2002).

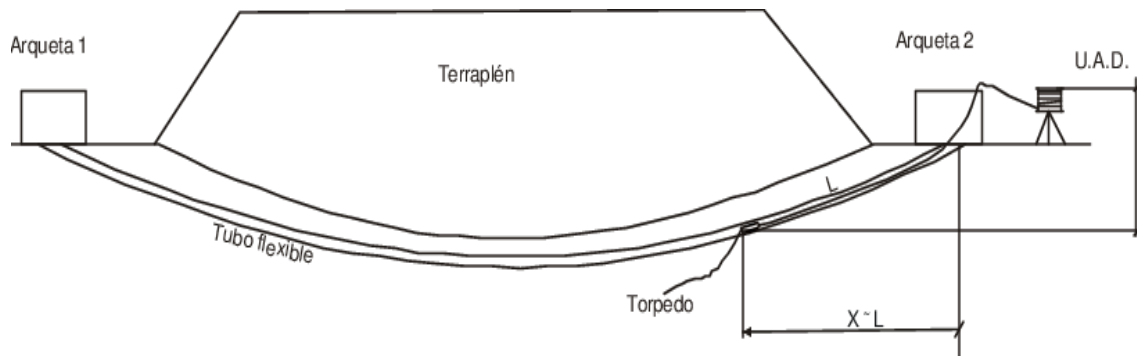


Ilustración 18: Elementos de los que está compuesta la Línea continua de asientos. (Tomás et al 2002).

2.4.2.- Extensómetro de varillas:

Es un aparato óptimo para medir la evolución de las deformaciones en el terreno: deslizamientos de taludes, asientos en grandes estructuras, diaclasas, etc.

Para la instalación de los extensómetros de varillas es necesario realizar perforaciones en el terreno hasta la profundidad deseada (ilustración 19). Posteriormente se introducen las varillas enfundadas, con un anclaje en la parte inferior de cada una. Una vez acoplada la cabeza del extensómetro a las varillas se debe rellenar el taladro (con lechada o similar). Así por cada varilla se tiene un anclaje unido al terreno y una varilla que desliza libremente dentro de su funda y transmite el movimiento hasta la cabeza del extensómetro. La cabeza queda fijada al terreno y posteriormente se toma una lectura por cada varilla instalada. (Auscultación y taller de ingeniería S.A).

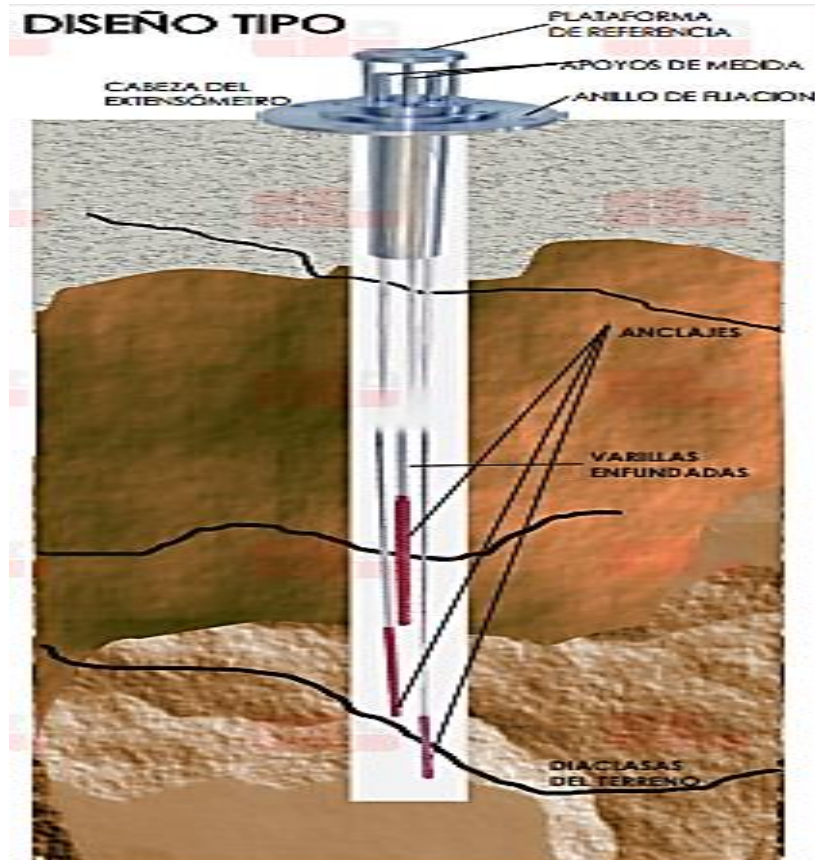


Ilustración 19: Partes del extensómetro de varillas. Auscultación y taller de ingeniería S.A.

Con un sencillo cálculo podemos obtener el desplazamiento entre un anclaje y la plataforma o entre dos anclajes. Se puede medir de manera manual con un comparador adaptado, o mediante un sensor para evitar la necesidad de desplazarse hasta donde este situada la cabeza.

2.4.3.- Inclinómetros:

El inclinómetro es un sistema de instrumentación que nos permite medir los desplazamientos horizontales en taludes o terrenos inestables.

Para su colocación se hace necesario la ejecución de un sondeo, que podemos aprovechar para determinar la estratigrafía y la altura del nivel freático.

Es importante el punto elegido para su colocación. Si lo que queremos es ver cómo afectaría una determinada construcción a otras, el inclinómetro debe situarse fuera del terreno influenciado por la cimentación de dicho edificio. Si por el contrario, lo que queremos es ver cómo afecta una cimentación a un terreno, estos deberían ubicarse dentro del radio de afección.

En el sondeo ejecutado colocaríamos la tubería inclinométrica (metálica o plástica). La tubería medirá para diferentes profundidades los desplazamientos horizontales según dos ejes(ver ilustración 20):

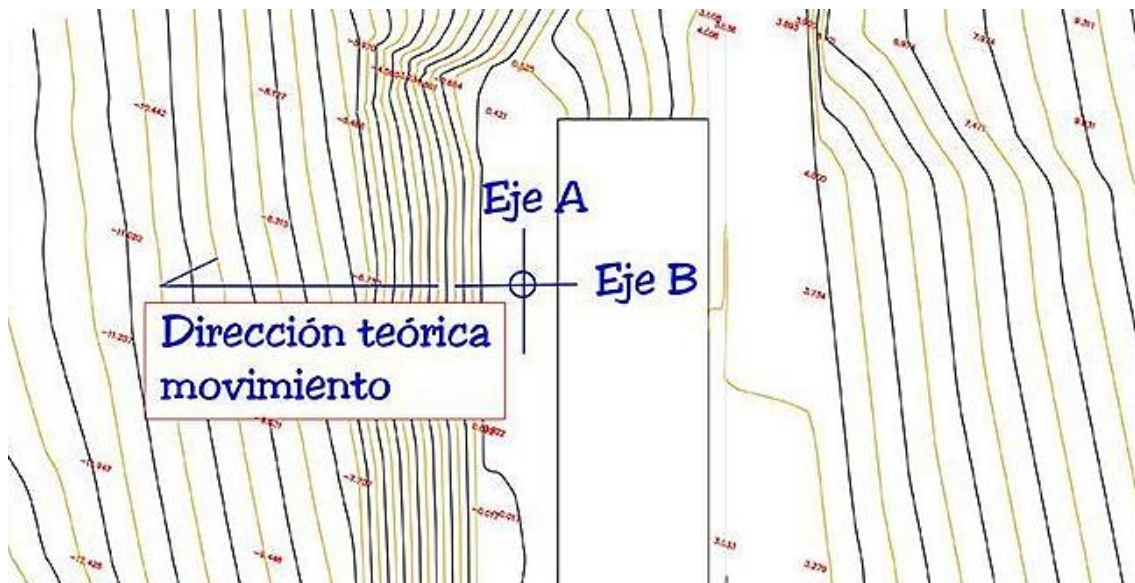


Ilustración 20: Colocación habitual de un inclinómetro y direcciones en las que mide el movimiento.

La tubería inclinométrica dispone de un cierre estanco en el extremo inferior y manguitos entre tramos para garantizar la estanqueidad. Posteriormente se coloca un cierre estanco superior y se introduce mortero entre la perforación y el tubo, para fijar el tubo al terreno.

Los movimientos son registrados a partir de una sonda o torpedo, que introducimos en la tubería inclinométrica.

Los sensores del torpedo registran inclinaciones que se traducen en movimientos verticales. El torpedo está conectado a un terminal que es el que recoge los datos de la medición (ver ilustración 21).

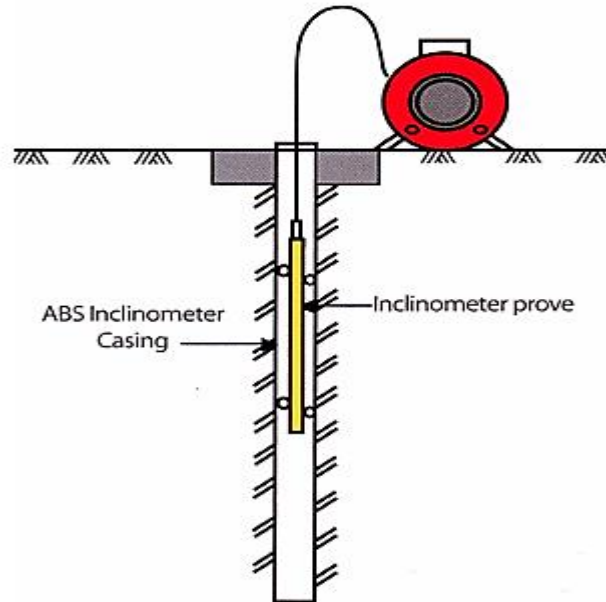


Ilustración 21: Inclinómetro. Sensogeo.

2.5.- MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS:

2.5.1.- Introducción:

El programa de elementos finitos utilizado en el presente trabajo es Plaxis 2D V8.5. Se trata de un programa de elementos finitos bidimensional especialmente diseñado para el análisis de estabilidad, deformación y flujo de agua en el campo de la ingeniería geotécnica.

Plaxis 2D incluye análisis elástico, elastoplástica, estabilidad de taludes, consolidación, análisis de seguridad, modelos avanzados de suelos, un mallado mejorado y flujo de agua subterránea en estado estacionario. (Delft University of Technology & Plaxis b.v The Netherlands, 2008a)

Detalles más específicos acerca del programa, su manejo y su funcionalidad se pueden ver en el manual correspondiente. A continuación, desarrollaremos las partes que son necesarias para nuestro trabajo.

2.5.2.- Condiciones sin drenaje:

Plaxis permite el análisis de tensiones efectivas en condiciones sin drenaje utilizando diferentes parámetros. Entre estos análisis tenemos:

- 1- Análisis de tensiones efectivas en condiciones no drenadas utilizando parámetros de rigidez efectiva.

- 2- Análisis de tensiones efectivas en condiciones no drenadas utilizando parámetros de resistencia efectiva.

3- Análisis de tensiones efectivas en condiciones no drenadas utilizando parámetros de resistencia no drenada.

4- Análisis de tensiones totales en condiciones no drenadas utilizando parámetros de rigidez y resistencia no drenados.

Nos centraremos en los puntos 1 y 2 ya que en nuestro estudio utilizaremos parámetros de rigidez y resistencia efectivos.

2.5.2.1.- Análisis de tensiones efectivas en condiciones no drenadas utilizando parámetros de rigidez efectiva:

En Plaxis podemos implementar un comportamiento no drenado en un análisis de tensiones efectivas mediante el uso de parámetros efectivos. Esto se consigue calificando el comportamiento de un estrato o capa como suelo 'no drenado' (*Undrained*).

La presencia de presiones intersticiales contribuye a las presiones totales, de acuerdo con el principio de Terzaghi. Según este principio las tensiones totales se dividen en tensiones efectivas σ' y en presiones intersticiales p_w . Si el agua no tiene componente en las direcciones tangenciales, las tensiones totales tangenciales son iguales a las tensiones tangenciales efectivas:

$$\sigma_{xx} = \sigma'_{xx} + p_w$$

$$\sigma_{yy} = \sigma'_{yy} + p_w$$

$$\sigma_{zz} = \sigma'_{zz} + p_w$$

$$\sigma_{xy} = \sigma'_{xy}$$

$$\sigma_{yz} = \sigma'_{yz}$$

$$\sigma_{zx} = \sigma'_{zx}$$

Durante el proceso de consolidación, las presiones intersticiales son iguales a la suma de las presiones de agua en estado estacionario, p_{steady} , y las presiones intersticiales en exceso debido a la sobrecarga aplicada, p_{excess} :

$$P_w = p_{steady} + p_{excess}$$

Las presiones intersticiales en el estado estacionario son generadas en condiciones hidrostáticas en base a la situación del nivel freático, mientras que las presiones intersticiales en exceso son generadas en el caso de comportamiento no drenado o durante un análisis de consolidación.

Derivando la ecuación anterior, la presión estacionaria es cero, por lo que:

$$\dot{p}_w = \dot{p}_{excess}$$

La ley de Hooke puede ser invertida para obtener lo siguiente:

$$\begin{bmatrix} \dot{\epsilon}_{xx}^e \\ \dot{\epsilon}_{yy}^e \\ \dot{\epsilon}_{zz}^e \\ \dot{\gamma}_{xy}^e \\ \dot{\gamma}_{yz}^e \\ \dot{\gamma}_{zx}^e \end{bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu' & -\nu' & 0 & 0 & 0 \\ -\nu' & 1 & -\nu' & 0 & 0 & 0 \\ -\nu' & -\nu' & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\sigma}_{xx} \\ \dot{\sigma}_{yy} \\ \dot{\sigma}_{zz} \\ \dot{\sigma}_{xy} \\ \dot{\sigma}_{yz} \\ \dot{\sigma}_{zx} \end{bmatrix}$$

Introduciendo el principio de Terzaghi:

$$\begin{bmatrix} \dot{\epsilon}_{xx}^e \\ \dot{\epsilon}_{yy}^e \\ \dot{\epsilon}_{zz}^e \\ \dot{\gamma}_{xy}^e \\ \dot{\gamma}_{yz}^e \\ \dot{\gamma}_{zx}^e \end{bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu' & -\nu' & 0 & 0 & 0 \\ -\nu' & 1 & -\nu' & 0 & 0 & 0 \\ -\nu' & -\nu' & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\sigma}_{xx} - \dot{p}_w \\ \dot{\sigma}_{yy} - \dot{p}_w \\ \dot{\sigma}_{zz} - \dot{p}_w \\ \dot{\sigma}_{xy} \\ \dot{\sigma}_{yz} \\ \dot{\sigma}_{zx} \end{bmatrix}$$

La presión intersticial o del agua (líquido ligeramente compresible) la podemos calcular como:

$$\dot{p}_w = \frac{K_w}{n} (\dot{\epsilon}_{xx}^e + \dot{\epsilon}_{yy}^e + \dot{\epsilon}_{zz}^e) = \frac{K_w}{n} \dot{\epsilon}_v$$

donde K_w es el módulo de compresibilidad del agua y n es la porosidad del suelo.

La forma invertida de la ley de Hooke que hemos mostrado anteriormente se puede expresar en términos de los parámetros no drenados E_u y ν_u , quedando:

$$\begin{bmatrix} \dot{\epsilon}_{xx}^e \\ \dot{\epsilon}_{yy}^e \\ \dot{\epsilon}_{zz}^e \\ \dot{\gamma}_{xy}^e \\ \dot{\gamma}_{yz}^e \\ \dot{\gamma}_{zx}^e \end{bmatrix} = \frac{1}{E_u} \begin{bmatrix} 1 & -\nu_u & -\nu_u & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_u & 1 & -\nu_u & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_u & -\nu_u & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2+2\nu_u & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu_u & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu_u \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\sigma}_{xx} \\ \dot{\sigma}_{yy} \\ \dot{\sigma}_{zz} \\ \dot{\sigma}_{xy} \\ \dot{\sigma}_{yz} \\ \dot{\sigma}_{zx} \end{bmatrix}$$

Por lo que, utilizando las siguientes relaciones entre parámetros drenados y no drenados, Plaxis puede transformar los parámetros efectivos a parámetros no drenados, pudiendo realizar así un análisis en condiciones no drenadas.

$$E_u = 2 G (1 + \nu_u) \quad \nu_u = \frac{\nu' + \mu(1 + \nu')}{1 + 2\mu(1 + \nu')}$$

$$\mu = \frac{1}{3} \frac{K_w}{n K'} \quad K' = \frac{E'}{3(1 - 2\nu')}$$

$$E' = \frac{2(1 + \nu')}{3} E_u$$

2.5.2.2.- Análisis de tensiones efectivas en condiciones no drenadas utilizando parámetros de resistencia efectiva:

En general para los suelos, los estados de tensiones que provocan rotura del mismo están medianamente bien descritos mediante el criterio de rotura de Mohr-Coulomb con parámetros de resistencia efectivos (cohesión efectiva, c' , y ángulo de rozamiento efectivo, φ').

El programa Plaxis puede utilizar los parámetros efectivos de resistencia de una manera adecuada con materiales a los cuales se les ha caracterizado con un comportamiento 'no drenado' (*Undrained*). La ventaja de usar parámetros de resistencia efectivos en condiciones sin drenaje es que el aumento del esfuerzo cortante con consolidación se obtiene de manera automática. Sin embargo, los parámetros efectivos a veces son difíciles de obtener en suelos blandos, por lo que hay veces se obtienen a partir de correlaciones o de los ensayos de laboratorio.

2.5.3.- Modelos constitutivos empleados:

2.5.3.1.- Mohr-Coulomb:

Este modelo es un modelo elástico perfectamente plástico. La plasticidad está asociada a la aparición de deformaciones irreversibles y los estados de tensiones permitidos, asociados a esas deformaciones. Con el objetivo de evaluar cuando plastifica el terreno, se define una función de fluencia, f . Esta función es introducida como una ecuación donde las tensiones se relacionan con las deformaciones plásticas. La deformación plástica está relacionada con la

condición $f=0$, que es representada como una superficie en el espacio de las tensiones principales.

Un modelo elástico perfectamente plástico es un modelo constitutivo con una superficie de fluencia definida. Para estados de tensiones definidos por un punto situado dentro de la superficie de fluencia, el comportamiento es puramente elástico y todas las deformaciones son reversibles.

2.5.3.1.1.- Comportamiento elástico perfectamente plástico:

El principal principio que rige la elastoplasticidad es que las deformaciones se pueden descomponer en una parte plástica y otra elástica.

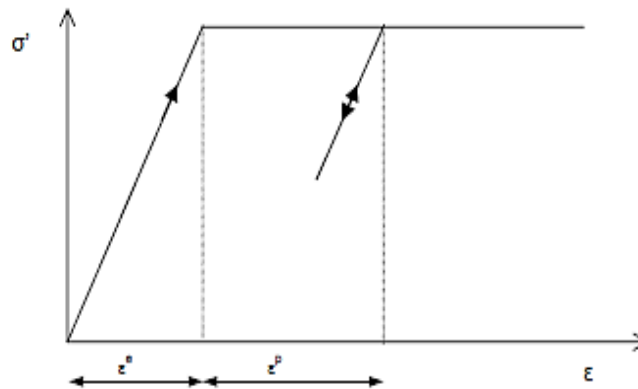


Ilustración 22: Idea básica de un modelo elástico perfectamente plástico. Manual Plaxis.

La ley de Hooke es la que se emplea para relacionar las tensiones con las deformaciones elásticas. Las deformaciones plásticas, por su parte y según la teoría de la plasticidad de Hill (1950), son proporcionales a la derivada de la función de fluencia respecto a las tensiones elásticas. Esto hace que las deformaciones plásticas se pueden representar como vectores perpendiculares a la superficie de fluencia. Esta teoría clásica es conocida como plasticidad asociada.

Sin embargo, para las funciones de fluencia propias del modelo Mohr-Coulomb, la teoría de plasticidad asociada trae consigo el desconocimiento de la dilatación. Con objeto de tener en cuenta este fenómeno se introduce en el modelo una función de potencial plástico, g . Para el caso $g=f$ tenemos plasticidad no asociada. En general, la deformación plástica es expresada como:

$$\delta \epsilon^p = \lambda \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma}$$

Donde λ es el multiplicador plástico (define la magnitud de las deformaciones plásticas). λ es igual a 0 para $f < 0$ (Comportamiento elástico puro) y λ es mayor a 0 para $f = 0$ (Comportamiento plástico).

2.5.3.1.2.- Formulación del modelo Mohr-Coulomb:

La condición de fluencia del modelo Mohr-Coulomb es una extensión del criterio de rotura de Mohr-Coulomb para un estado general de tensiones. De hecho, esta condición asegura que se cumple el criterio de Coulomb en cualquier plano dentro del material.

La condición de fluencia del modelo Mohr-Coulomb en un terreno con cohesión y rozamiento se representa mediante seis funciones de fluencia, las cuales en tensiones principales están formuladas mediante las siguientes ecuaciones:

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\varphi - c \cos\varphi \leq 0$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin\varphi - c \cos\varphi \leq 0$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\varphi - c \cos\varphi \leq 0$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\varphi - c \cos\varphi \leq 0$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\varphi - c \cos\varphi \leq 0$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin\varphi - c \cos\varphi \leq 0$$

Los parámetros de resistencia o plásticos que aparecen en las ecuaciones son el ángulo de rozamiento, φ , y la cohesión, c . La condición $f_i=0$ para todas las funciones de fluencia representa un cono hexagonal en el espacio de las tensiones principales:

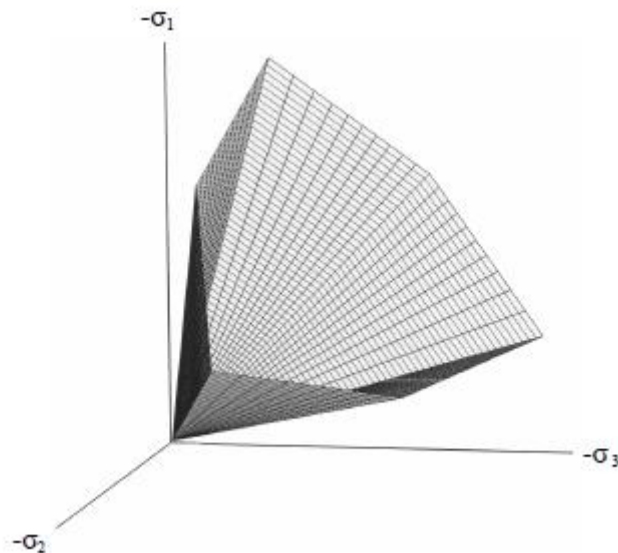


Ilustración 23: Superficie de fluencia del modelo Mohr-Coulomb en tensiones principales ($c=0$).

Además de las funciones de fluencia, en el modelo Mohr-Coulomb se definen seis funciones de potencial plástico:

$$\varepsilon_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\psi$$

$$\varepsilon_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin\psi$$

$$\varepsilon_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\psi$$

$$\varepsilon_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\psi$$

$$\varepsilon_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\psi$$

$$\varepsilon_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin\psi$$

En estas funciones o ecuaciones aparece un tercer parámetro, el ángulo de dilatación, ψ . Si deseamos representar las deformaciones distorsionales plásticas este parámetro se debe considerar en los cálculos si tratamos con suelos densos o de grano grueso (arenas).

Para cohesiones mayores a 0 ($c > 0$), el criterio estándar de Mohr-Coulomb permite que se produzcan tracciones en el terreno, siendo mayores cuanto mayor es el valor de la cohesión. En realidad, los suelos no pueden soportar o en muy pequeña medida, tracciones. Este comportamiento es incluido en el Plaxis, especificando una tensión máxima a tracción en el programa. En este caso, los círculos de Mohr con tensiones principales positivas no están permitidos, y se introducen en los cálculos con elementos finitos tres funciones de fluencia más:

$$f_4 = \sigma'_1 - \sigma_t \leq 0$$

$$f_5 = \sigma'_2 - \sigma_t \leq 0$$

$$f_6 = \sigma'_3 - \sigma_t \leq 0$$

Estas superficies son superficies de plasticidad asociada.

Una de las desventajas que presenta el modelo MC es la falta de criterios de plastificación para combinaciones de tensiones próximas a la compresión isotrópica, en estas condiciones prevalece el rango elástico lineal de manera infinita.

2.5.3.1.3.- Parámetros básicos:

El modelo constitutivo Mohr-Coulomb requiere el uso de un total de cinco parámetros, que son generalmente conocidos por la mayoría de los ingenieros y que pueden ser obtenidos mediante ensayos básicos en suelos.

Estos parámetros son:

- **Módulo de Young, E (kN/m^2):** Plaxis utiliza este parámetro como el módulo básico de rigidez en el modelo elástico y el modelo Mohr-Coulomb, pero también permite el uso de otros módulos alternativos, como el módulo edométrico, E_{oed} . Mejoras en este parámetro debido a distintas circunstancias pueden ser implementadas.

- **Coefficiente de Poisson, ν :** Parámetro que mide la deformación transversal producida por un incremento unitario de la deformación longitudinal.
- **Cohesión, c (kN/m^2):** Plaxis recomienda no usar valores nulos de cohesión en suelos no cohesivos como, las arenas, para evitar complicaciones en la convergencia de la solución. Es recomendable que, aunque el valor de la cohesión de un determinado suelo sea nulo, se utilice al menos un valor pequeño, como $c > 0.2 \text{ kN/m}^2$. Plaxis también ofrece una opción especial que aumenta la cohesión con la profundidad.
- **Ángulo de rozamiento, φ ($^\circ$):** Valores del ángulo de rozamiento altos, como los que se suelen obtener en arenas densas, dan lugar a un aumento del esfuerzo plástico computacional.
- **Ángulo de dilatación, ψ ($^\circ$):** Los suelos arcillosos suelen experimentar pequeñas dilataciones ($\psi \approx 0$, excepto suelos sobreconsolidados). La dilatación en arenas depende de la densidad y el ángulo de rozamiento. Para arenas con valor del ángulo de rozamiento mayores de 30° se suele emplear el siguiente valor del ángulo de dilatación:

$$\psi \sim \varphi - 30^\circ$$

Valores positivos de este valor hace que, ante condiciones drenadas, el suelo siga mostrando dilatación de forma indefinida mientras sigan existiendo deformaciones de corte. Esto no es real, ya que la mayoría de los suelos que alcanzan un estado crítico en algún punto o la la deformación tangencial tiene lugar sin cambio de volumen, la dilatación tiene a ser nula.

El programa permite introducir parámetros relacionados, como el módulo de cizalladura, G y el módulo edométrico, E_{oed} . A partir de estos módulos PLAXIS calcula el módulo de Young, mediante las siguientes relaciones:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad E_{oed} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)}$$

2.5.3.1.4.- Parámetros avanzados:

Plaxis y el modelo Mohr-Coulomb traen consigo la inclusión de modelos de comportamiento más avanzado del terreno. Como el aumento de la rigidez y la cohesión con la profundidad y la limitación de la tensión máxima de tracción. De hecho, esta última opción se usa por defecto, pero puede ser desactivada si se considera oportuno.

- **Aumento de la rigidez, $E_{increment}$ ($\text{kN/m}^2/\text{m}$):** La rigidez en los suelos depende de forma significativa del nivel de tensiones, lo que significa que el módulo aumenta con la profundidad. Sin embargo, cuando se usa el modelo Mohr-Coulomb E es un valor constante. Con el objetivo de otorgar un aumento de la rigidez con la profundidad se emplea el parámetro $E_{increment}$. Para una profundidad dada por la profundidad de referencia, y_{ref} , y para niveles superiores, el valor del módulo de Young es el valor de referencia, E_{ref} . Para valores de profundidad inferiores al de referencia, el valor del módulo de Young viene determinado por:

$$E(y) = E_{ref}(y_{ref} - y)E_{inc} \quad \text{para } y < y_{ref}$$

Como vemos, en la anterior ecuación podemos notar que la rigidez no depende del estado tensional, sino de la profundidad únicamente.

- **Aumento de la cohesión, $c_{increment}$ ($kN/m^2/m$):** Como ocurre con la rigidez, la cohesión aumenta con la profundidad. Plaxis permite implementar el comportamiento esta dependencia mediante el parámetro $c_{increment}$. Al nivel de profundidad dado por y_{ref} y sobre ese nivel, el valor de la cohesión es igual a la de referencia, c_{ref} . Para niveles de profundidad inferiores la cohesión viene determinada por:

$$c(y) = c_{ref} + (y_{ref} - y)c_{inc} \quad \text{para } y < y_{ref}$$

- **Valor máximo de tracción (kN/m^2):** Plaxis permite definir una tensión máxima de tracción en el suelo, que hace que la cohesión no genere valores irreales de las tensiones en el suelo en cuestión.

2.5.3.2.- Modelo Cam-Clay Modificado:

El presente modelo fue desarrollado por Roscoe y Burland en 1968. Se denominó Cam-Clay Modificado, CCM, para distinguirlo de un modelo previo llamado Cam-Clay, CC, desarrollado por Roscoe y Schofield en 1963.

Una de las hipótesis básicas del modelo Cam-Clay modificado es considerar que la superficie de fluencia o plastificación coincide con el potencial plástico. Además, se asume que las superficies de fluencia, que van apareciendo al aumentar la carga, son homotéticas. El CCM es el que ha tenido más difusión en el campo de los problemas geotécnicos.

Este modelo constitutivo está destinado especialmente para la modelización de suelos arcillosos normalmente consolidados. Puede dar lugar a tensiones tangenciales poco realistas. En concreto, esto ocurre en terrenos sobreconsolidados en los que la trayectoria de tensiones cruza la línea de estado crítico, dando lugar a un comportamiento de reblandecimiento. Este reblandecimiento puede provocar problemas de convergencia en los procesos iterativos.

Existen tres razones que hacen interesante el uso de este modelo constitutivo de suelo: su gran simplicidad y su carácter pedagógico (para la definición de la superficie de fluencia sólo se necesita un parámetro), es un modelo desarrollado para la observación del comportamiento del suelo en condiciones del ensayo triaxial, y porque para las aplicaciones relativas al estudio del comportamiento de un material la diferencia con otros modelos más realistas y complejos es poco significativa, (Muir Wood, 1990).

La principal hipótesis del Modelo Cam Clay es que considera la superficie de fluencia coincidente con el potencial plástico, es decir, $g=f$. Es, por tanto, una ley de flujo asociada que acepta el criterio de normalidad, por el que los incrementos de deformación plástica son, en todo momento, perpendiculares a la superficie de fluencia o plastificación. Se acepta también la hipótesis de rigidización isótropa, lo que implica que las sucesivas superficies de fluencia, las cuales aparecen al aumentar la carga, son homotéticas.

2.5.3.2.1.- Formulación del modelo Cam-Clay Modificado:

En este modelo se asume una relación logarítmica entre el índice de poros y la tensión principal efectiva p' en condiciones iniciales de compresión isotrópica, que pueden ser formuladas como:

$$e - e^0 = -\lambda \ln \left(\frac{p'}{p^0} \right)$$

El parámetro λ es el índice de compresión isotrópico del modelo Cam-Clay, que determina la compresibilidad del material en carga primaria:

Cuando se representa el diagrama $e - \ln p'$ se obtiene una línea recta.

Durante el proceso de descarga y recarga, se sigue un comportamiento diferente, que es formulado como:

$$e - e^0 = -\kappa \ln \left(\frac{p'}{p^0} \right)$$

El parámetro κ es el índice de retracción que se emplea en el Modelo Cam-Clay, que determina la compresibilidad del material en descarga y recarga.

La función de fluencia del Modelo Cam-Clay Modificado se define como:

$$f = \frac{q^2}{M^2} + p'(p' - p_p)$$

Donde p_p es la presión de preconsolidación del terreno

La superficie de fluencia ($f=0$) representa una elipse en el plano p' - q (q es la tensión desviadora), como se verá en la siguiente imagen. La superficie de fluencia es el límite de los estados de tensiones elásticas (tensiones dentro de este límite sólo dan lugar a incrementos de deformaciones elásticas, mientras que tensiones que tienden a superar el límite generalmente da lugar a incrementos de deformaciones plásticas).

En el plano p' - q , la parte alta de la elipse intercepta una línea que podemos definir como:

$$q = Mp'$$

Esta línea es llamada la línea crítica de estado (CLS), y nos da la relación entre p' y q en un estado de rotura. La constante M es la tangente de la tangente de la línea crítica de estado y determina la extensión hasta la cual la tensión desviadora, q , depende de la tensión efectiva principal, p' . Por lo que, M puede ser considerada como un parámetro de fricción. Además, M determina la forma de la función de fluencia (altura de la elipse) e influye en el coeficiente de

presión lateral K_{nc}^0 en un estado de tensiones normalmente consolidado bajo condiciones de compresiones en una dimensión.

La tensión de preconsolidación, P_p , determina el tamaño de la elipse. Existen infinitos tamaños de elipses, cada una correspondiente a un valor de P_p .

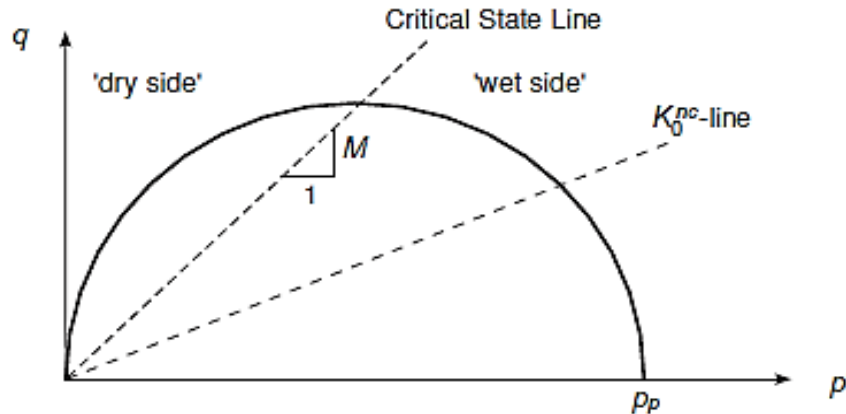


Ilustración 24: Superficie de fluencia del modelo Cam-Clay Modificado en un plano p' - q . Manual Plaxis.

La parte izquierda de la elipse es conocida como la zona seca (dry side) debe ser pensada como una superficie de rotura. En esa región la fluencia plástica está asociada con el reblandecimiento del material y por tanto con la rotura. En esta región, los valores de q son mayores a los reales.

2.5.3.2.2.- Parámetros del modelo Cam-Clay Modificado:

El modelo Cam-Clay Modificado necesita para su aplicación de 5 parámetros:

- **Coefficiente de Poisson, ν .**
- **Índices de compresión λ y retracción k :** Estos parámetros se pueden obtener de ensayos de compresión isotropa en carga y descarga.

$$\lambda = \frac{Cc}{\ln(10)}$$

$$k = \frac{Cs}{\ln(10)}$$

donde Cc y Cs corresponden a los índices de compresión y retracción obtenidos de ensayos edométricos.

- **Tangente de la línea de estado crítico, M :** este parámetro es función del ángulo de rozamiento interno, ϕ , y se obtiene a partir de:

$$M = \frac{6 \cdot \sin \phi}{3 - \sin \phi} \text{ Para estados de tensiones en compresión inicial}$$

$$M = \frac{6 \cdot \sin \phi}{3 + \sin \phi} \text{ Para estados de tensiones triaxiales}$$

$$M \sim \sqrt{3} * \sin \phi \text{ Para estados de tensiones en deformación plana}$$

Además, en un estado de consolidación normal para determinar el esfuerzo cortante, el parámetro M tiene influencia en el valor del coeficiente de la presión lateral K_{nc}^0 .

2.5.3.3.- Consolidación en Plaxis:

A continuación, se hace un breve resumen de cómo trata el programa numérico Plaxis el tema de la consolidación. Repasaremos tanto la teoría de Biot para consolidación acoplada, como la formulación numérica empleada.

2.5.3.3.1.- Ecuaciones básicas de la consolidación:

Las ecuaciones que gobiernan el proceso de consolidación en Plaxis siguen la teoría de Biot (1956). La ley de Darcy para el flujo de fluidos y el comportamiento lineal del esqueleto del suelo son también adoptados en este proceso.

La formulación está basada en el principio de pequeñas deformaciones. De acuerdo al principio de Terzaghi, las tensiones se dividen en tensiones efectivas y presiones intersticiales:

$$\underline{\sigma} = \underline{\sigma'} + \underline{m}(p_{steady} + p_{excess})$$

donde:

$$\underline{\sigma} = (\sigma_{xx} \ \sigma_{yy} \ \sigma_{zz} \ \sigma_{xy} \ \sigma_{yz} \ \sigma_{zx})^T$$

$$\underline{m} = (1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0)^T$$

$\underline{\sigma}$ es el vector de tensiones totales, $\underline{\sigma'}$ contiene las tensiones efectivas, p_{excess} es la presión intersticial en exceso y m es un vector que contiene el término unidad en las componentes normales de la tensión y cero en el resto.

La solución estacionaria al final de la consolidación se denomina P_{steady} , y se define como:

$$P_{steady} = \sum Mweight \cdot P_{input}$$

Donde P_{input} es la presión intersticial generada en el programa y obtenida a partir de las líneas de nivel freático. Dentro de Plaxis las tensiones de compresión son negativas. Esto último se aplica tanto a presiones efectivas como a presiones intersticiales. De hecho, sería más apropiado referir a P_{excess} y P_{steady} como tensiones intersticiales en lugar de presiones.

La ley tenso-deformacional se escribe de forma incremental. El incremento de tensiones efectivas en este caso es igual al producto de incrementos de las deformaciones por \underline{M} que representa la matriz de rigidez:

$$\underline{\dot{\sigma}'} = \underline{M} \underline{\dot{\epsilon}}$$

$$\underline{\varepsilon} = (\varepsilon_{xx} \ \varepsilon_{yy} \ \varepsilon_{zz} \ \gamma_{xy} \ \gamma_{yz} \ \gamma_{zx})^T$$

2.5.3.4.- Discretización del modelo de elementos finitos:

Para aplicar el método de elementos finitos utilizamos la siguiente notación estándar:

$$\underline{u} = \underline{N} \underline{v}$$

$$\underline{p} = \underline{N} \underline{p}_n$$

$$\underline{\varepsilon} = \underline{B} \underline{v}$$

Donde \underline{v} es el vector desplazamiento de los nodos, \underline{p}_n es el vector de presión intersticial en exceso y \underline{u} es el vector de desplazamientos dentro de un elemento. La matriz \underline{N} contiene las funciones de interpolación y \underline{B} es la matriz de interpolación de las deformaciones.

En general las funciones de interpolación para los desplazamientos son diferentes de las funciones de interpolación para las presiones intersticiales. En Plaxis, sin embargo, se utilizan las mismas funciones para desplazamientos y presiones intersticiales.

A partir de la ecuación de equilibrio expresada en forma incremental y aplicando la notación de elementos finitos se obtiene:

$$\int \underline{B}^T d\underline{\sigma} dV = \int \underline{N}^T d\underline{f} dV + \int \underline{N}^T d\underline{t} ds + \underline{r}_0$$

Con:

$$\underline{r}_0 = \int \underline{N}^T \underline{f}_0 dV + \int \underline{N}^T \underline{t}_0 ds - \int \underline{B}^T \underline{\sigma}_0 dV$$

Donde \underline{f} es una fuerza volumétrica debida al peso propio y \underline{t} representa las fuerzas de superficie. En general el vector de fuerzas residual, \underline{r}_0 , es igual a cero, pero podría no ser cero de cálculos o pasos de carga donde las soluciones podrían no ser exactas. Añadiendo el vector de fuerza residual al procedimiento de cálculo se produce una autocorrección en el proceso. El término dV indica la integración sobre el volumen considerado y ds sobre la superficie considerada.

Sustituyendo las tensiones totales en tensiones efectivas y presiones intersticiales e introduciendo en la relación constitutiva obtenemos la ecuación de equilibrio en los nodos:

$$\underline{K} d\underline{v} + \underline{L} d\underline{p}_n = d\underline{f}_n$$

Donde \underline{K} es la matriz de rigidez, \underline{L} es la matriz de acoplamiento y $d\underline{f}_n$ es el vector de carga incremental:

$$\underline{\underline{K}} = \int \underline{\underline{B}}^T \underline{\underline{M}} \underline{\underline{B}} dV$$

$$\underline{\underline{L}} = \int \underline{\underline{B}}^T \underline{\underline{m}} \underline{\underline{N}} dV$$

$$d \underline{\underline{f}}_n = \int \underline{\underline{N}}^T d \underline{\underline{f}} dV + \int \underline{\underline{N}}^T d \underline{\underline{t}} dS$$

Para formular el problema de flujo, se considera la ecuación de continuidad o ley de conservación de la masa de agua:

$$\nabla^T \underline{\underline{R}} \nabla (\gamma_w y - p_{steady} - p) / \gamma_w - \underline{\underline{m}}^T \frac{\partial \underline{\underline{\varepsilon}}}{\partial t} + \frac{n}{K_w} \frac{\partial p}{\partial t} = 0$$

Donde $\underline{\underline{R}}$ es la matriz de permeabilidad:

$$\underline{\underline{R}} = \begin{bmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_y \end{bmatrix}$$

n es la porosidad, K_w es el módulo volumétrico del agua, γ_w es el peso específico del agua. Esta ecuación de continuidad considera que p_{steady} y p son positivas para la tensión o tracción.

Como la solución estacionaria está definida por la ecuación:

$$\nabla^T \underline{\underline{R}} \nabla (\gamma_w y - p_{steady}) / \gamma_w = 0$$

y la ecuación de continuidad presenta la siguiente forma:

$$\nabla^T \underline{\underline{R}} \nabla p / \gamma_w + \underline{\underline{m}}^T \frac{\partial \underline{\underline{\varepsilon}}}{\partial t} - \frac{n}{K_w} \frac{\partial p}{\partial t} = 0$$

aplicando la discretización de elementos finitos utilizando el procedimiento de Galerkin e incorporando las condiciones de contorno obtenemos:

$$- \underline{\underline{H}} \underline{\underline{p}}_n + \underline{\underline{L}}^T \frac{d \underline{\underline{v}}}{dt} - \underline{\underline{S}} \frac{d \underline{\underline{p}}_n}{dt} = \underline{\underline{q}}$$

Donde:

$$\underline{\underline{H}} = \int (\nabla \underline{\underline{N}})^T \underline{\underline{R}} \nabla \underline{\underline{N}} / \gamma_w dV, \quad \underline{\underline{S}} = \int \frac{n}{K_w} \underline{\underline{N}}^T \underline{\underline{N}} dV$$

y $\underline{\underline{q}}$ es un vector debido al balance de flujo por el contorno.

Dentro de la versión de Plaxis utilizada no es posible tener condiciones de contorno con balance de flujo diferente a cero. Las condiciones de contorno pueden ser tanto cerradas como abiertas con cero de presiones intersticiales, siendo por tanto, $\underline{q}=\underline{0}$. En Plaxis, para evitar singularidades numéricas, el módulo volumétrico del agua tiene que ser muy alto en comparación con el módulo del suelo o de las partículas sólidas. Estas singularidades en la matriz se evitan en materiales con coeficientes de Poisson menores de 0,35

En Plaxis, el módulo volumétrico del agua se estima de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\frac{K_w}{n} = \frac{3(v_u - v)}{(1 - 2v_u)(1 + v)} K_{skeleton}$$

Donde v_u tiene un valor de 0.495. Este valor puede ser modificado en base al parámetro B de Skempton. Para un material drenado y activado, no se considera en los cálculos el módulo volumétrico del agua.

Las ecuaciones de equilibrio y continuidad, en el dominio discretizado es una matriz de matrices que queda como:

$$\begin{bmatrix} \underline{\underline{K}} & \underline{\underline{L}} \\ \underline{\underline{L}}^T & -\underline{\underline{S}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{d \underline{v}}{dt} \\ \frac{d \underline{p}_n}{dt} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \underline{\underline{H}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{v} \\ \underline{p}_n \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{d \underline{f}_n}{dt} \\ \underline{q}_n \end{bmatrix}$$

Mediante una integración paso a paso en el tiempo podemos resolverla. Utilizando el símbolo Δ para denotar los incrementos, obtenemos:

$$\begin{bmatrix} \underline{\underline{K}} & \underline{\underline{L}} \\ \underline{\underline{L}}^T & -\underline{\underline{S}}^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta \underline{v} \\ \Delta \underline{p}_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \Delta t \underline{\underline{H}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{v}_0 \\ \underline{p}_{n0} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \Delta \underline{f}_n \\ \Delta t \underline{q}_n^* \end{bmatrix}$$

donde:

$$\underline{\underline{S}}^* = \alpha \Delta t \underline{\underline{H}} + \underline{\underline{S}} \quad \underline{q}_n^* = \underline{q}_{n0} + \alpha \Delta \underline{q}_n$$

y \underline{v}_0 y \underline{p}_{n0} denota las condiciones iniciales. El parámetro α es el coeficiente que indica el tiempo de integración. En general α toma valores de 0 a 1. En Plaxis, para una integración completamente implícita se toma un valor de 1.

2.6.- MEJORA DE TERRENOS:

Es de sobra conocida la problemática de los blandos:

- Son suelos de complicado acceso si se encuentran saturados (marismas, zonas aluviales, etc).
- Suelen presentar un nivel freático alto y permanente.
- Sobre estos se suelen colocar rellenos importantes con el fin de alejarnos lo más posible del nivel freático.
- Suelen presentar contenido elevado en materia orgánica.

Por todo esto este tipo de suelos suele presentar asentamientos excesivos, rotura por falta de capacidad pórtate y lentitud en su consolidación.

Las técnicas actuales de mejora del terreno están destinadas a aumentar la permeabilidad, la resistencia, o disminuir la deformabilidad.

Van Impe (1989) propuso una clasificación de los tratamientos de mejora en tres grupos, según la temporalidad del método:

- Temporales: Están limitados al tiempo de ejecución de la obra (Congelación del terreno, rebajamiento del nivel freático, etc).
- Permanentes si adición de materiales: Compactación, tratamientos térmicos, precarga, etc.
- Permanentes con adición de materiales: Estabilización con cemento o cal, precargas, drenes, refuerzos con geotextiles, columnas de gravas o cementos, etc.

La *Guía de cimentaciones en obra de carretera* (2009), clasifica los tratamientos de mejora del terreno en función al terreno aplicable, las características del suelo que mejora, y las profundidades eficaces del tratamiento:

TÉCNICA O TRATAMIENTO	TERRENO		MEJORA DE			PROFUNDIDAD EFICAZ DEL TRATAMIENTO
	GRANULAR	COHESIVO	RESIS- TENCIA	DEFORMA- BILIDAD	PERMEA- BILIDAD	
Sustitución del terreno	Cualquier suelo problemático (suelos blandos, arcillas expansivas, suelos colapsables)		Sí	Sí	Sí	Moderada (normalmente menos de 3 m)
Compactación con rodillo	Cualquier terreno no saturado		Sí	Sí	No	Pequeña (normalmente menos de 1 m).
Precargas	Sí	Sí	Sí	Sí	No	Hasta varias decenas de metros
Mechas drenantes	No	Sí	No	No	Sí	Hasta varias decenas de metros
Vibración profunda	Sí Vibroflotación	Sí Vibrosustitución	Sí	Sí	No	Normalmente hasta 15 m de profundidad
Compactación dinámica	Cualquier tipo		Sí	Sí	No	Véase epígrafe 7.2.4
Inyecciones	Impregnación (véase nota al pie)	No aplicable	Algo	Algo	Sí	Hasta más de 100 m
	Hidrofracturación: cualquier terreno		Algo	Sí	Sí	
	Desplazamiento: cualquier terreno		Sí	Sí	Sí	
Jet-grouting	Cualquier tipo		Sí	Sí	Sólo con columnas secantes	Normalmente menos de 20 m
Columnas de grava	Cualquier tipo de suelo blando		Sí	Sí	Sí	Normalmente menos de 20 m
Columnas de suelo cemento	Cualquier tipo de suelo blando		Sí	Sí	No	Normalmente menos de 20 m
Claveteado o cosido del terreno	Suelos de consistencia media o superior		Sí	Sí	No	Normalmente menos de 10 m

Ilustración 25: Mejoras del terreno. Guía de cimentaciones en obra de carretera (2009).

Otra alternativa para la mejora de suelos blandos bajo terraplenes es verter material granular grueso sobre el terreno, con el fin de destruir su estructura y permitir al material granular descender dentro de la capa arcillosa. Se alcanza el equilibrio cuando se igualan el peso propio del terraplén con la subpresión del agua debajo del mismo y laterales y las pequeñas fuerzas de fricción que se desarrollan en la parte lateral de la masa.

En nuestro caso, decidimos escoger la técnica de las columnas de grava, ya que es una técnica que puede mejorar tanto la resistencia como la deformabilidad y la permeabilidad del terreno blando.

La mejora de suelos cohesivos blandos y mixtos fue introducida por Keller (1957). Nos permite la mejora del terreno por desplazamiento y compactación (se consigue una reducción de la permeabilidad) y además facilita la disipación de los excesos de presión intersticial del agua (las columnas de grava se comportan como elementos drenantes).

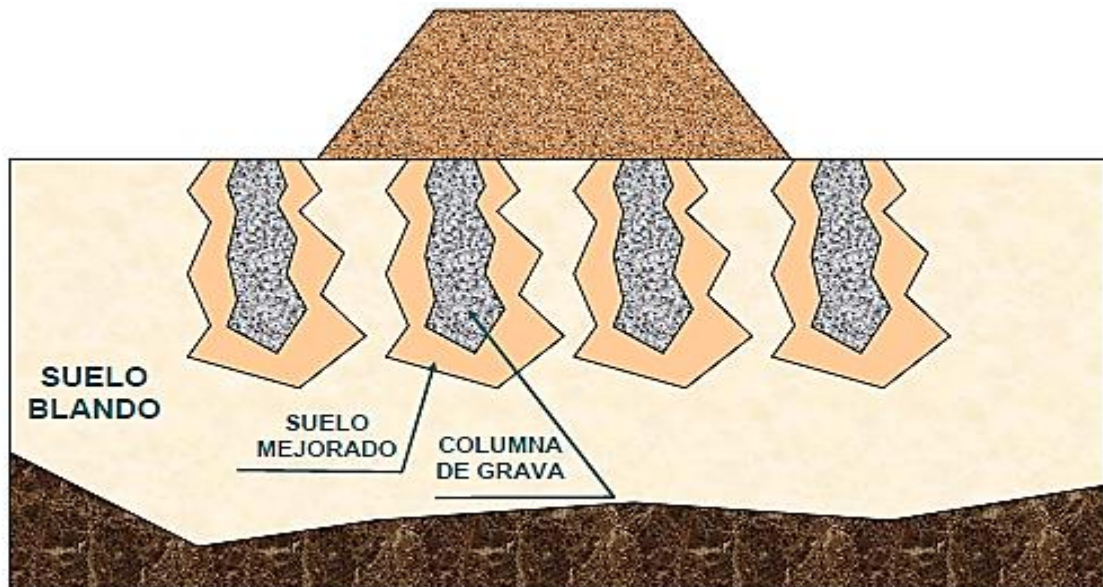


Ilustración 26: Mejora con columnas de grava. Mejora del terreno. Obras geotécnicas. Universidad de Sevilla.

La inclusión de las columnas de grava en el terreno da lugar a una rigidización de este. Durante el proceso (ejecutado mediante vibradores o equipo convencional de pilotaje) se suelen producir sustituciones de suelo que pueden alcanzar el 15-35% del total (Asignatura de obras geotécnicas. Grado en Ingeniería Civil. Universidad de Sevilla).

Su aplicación queda restringida normalmente a arcillas blandas y limos arenosos con una resistencia al corte sin drenaje de 27 Kpa a 100 kPa.

Pueden ejecutarse de distintas maneras:

- Vibrosustitución por vía seca: Se provoca un desplazamiento del terreno mediante fuerzas horizontales inducidas por el vibrador, ayudado por una lanza de aire comprimido (que provoca también la compactación). La grava se introduce lateralmente en el terreno, desplazándolo y densificándolo, creando así una estructura estable.
- Vibrosustitución por vía húmeda: Es similar a la anterior técnica, pero empleando agua en el proceso de hincado del vibrador.
- Pilotaje por sustitución: En terreno estable se realiza una excavación hasta la profundidad deseada y se rellena la misma con tongadas de grava, que van siendo compactadas. Si el suelo es flojo e inestable se hincan entibaciones por medio de un vibrador (como en las tablestacas).
- Pilotaje por desplazamiento: Es un proceso similar al sistema de pilotes apisonados, solo que relleno con grava en lugar de hormigón. También puede hincarse la tubería mediante un vibrador. Esta tubería está cerrada en el fondo con un tapón perdido o válvula, de modo que la tubería va siendo extraída manteniendo la vibración, mientras que se va realizando el relleno de gravas por tongadas.

El mecanismo de funcionamiento de la columna de grava es el siguiente: Se crea un sistema suelo-grava, en el cual la diferencia de rigidez entre las columnas y el suelo da lugar a la redistribución de las tensiones, de forma que cuando se aplica una carga, esta tiende a

concentrarse sobre las columnas debido a su mayor rigidez. Las columnas se abomban bajo el estado de cargas, transmitiendo las presiones laterales al terreno, que resiste por empuje pasivo.

En resumen, este sistema aumenta la resistencia del conjunto y los asentos disminuyen y se hacen más uniformes.

El diseño de las columnas de grava se basa, según Uriel (1985) en el equilibrio de las presiones activas que provienen de la columna y las presiones pasivas que puede soportar el terreno.

A partir de la correlación de Besanyon et al (1982), se puede estimar el diámetro de la columna de grava a ejecutar (ver ilustración 27).

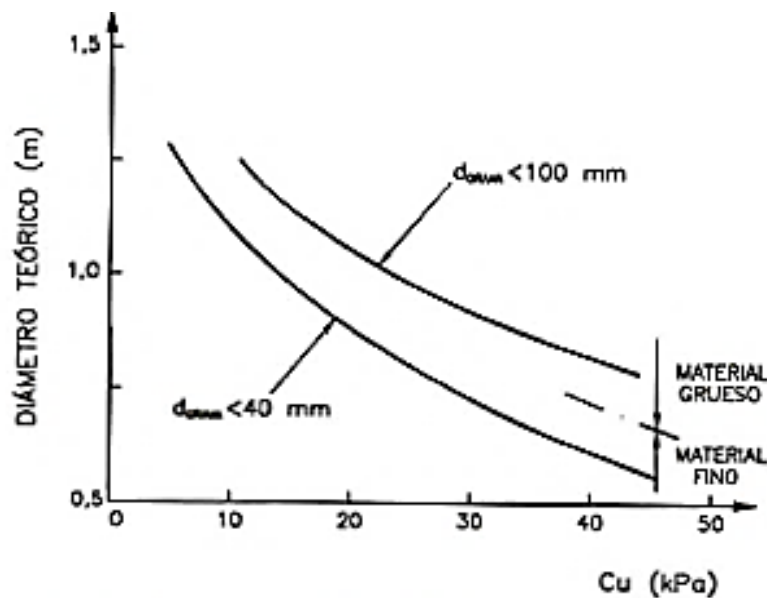


Ilustración 27: Estimación del diámetro de la columna de gravas, en función de la resistencia al corte sin drenaje. Obras geotécnicas. Universidad de Sevilla.

Según Brauns, si la columna es más rígida que el suelo que la rodea bajo cargas verticales, la rotura se produce según planos de corte que forman un ángulo δ_c con la horizontal:

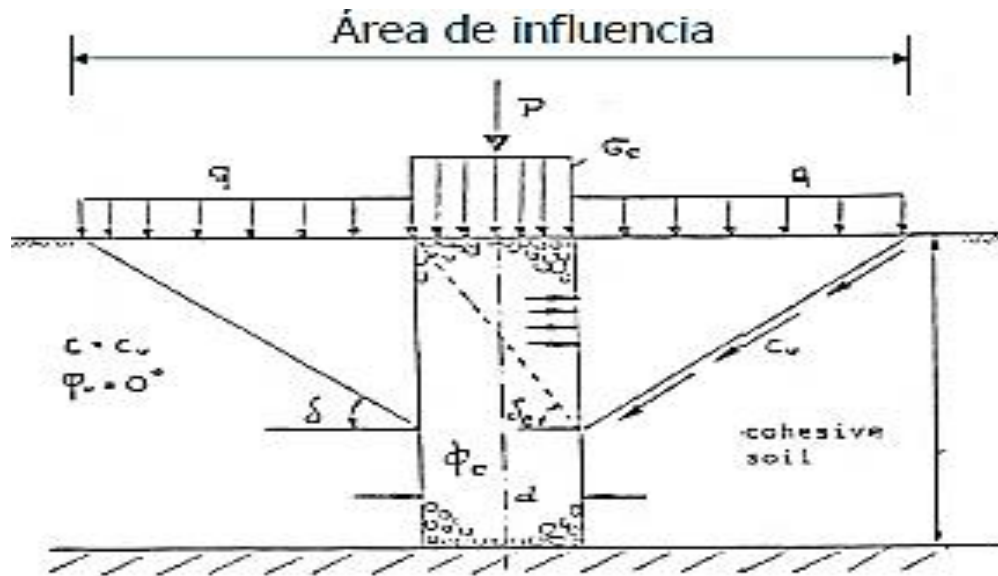


Ilustración 28: Modelización del sistema resistente. Obras geotécnicas. Universidad de Sevilla.

$$\frac{\sigma_c}{c_u} = \left(\frac{q}{c_u} + \frac{2}{\sin(2\delta)} \right) * \left(1 + \frac{\tan \delta_c}{\tan \delta} \right) * \tan^2 \delta_c$$

$$\tan \delta_c = \tan \left(45 + \frac{\phi_c}{2} \right)$$

Donde:

σ_c : tensión soportada por la columna de gravas.

q : carga aplicada.

A_c : área de la columna.

ϕ_c : ángulo de resistencia interna de la columna.

c_u : resistencia al corte sin drenaje.

Los valores de δ se obtiene a partir de la siguiente figura:

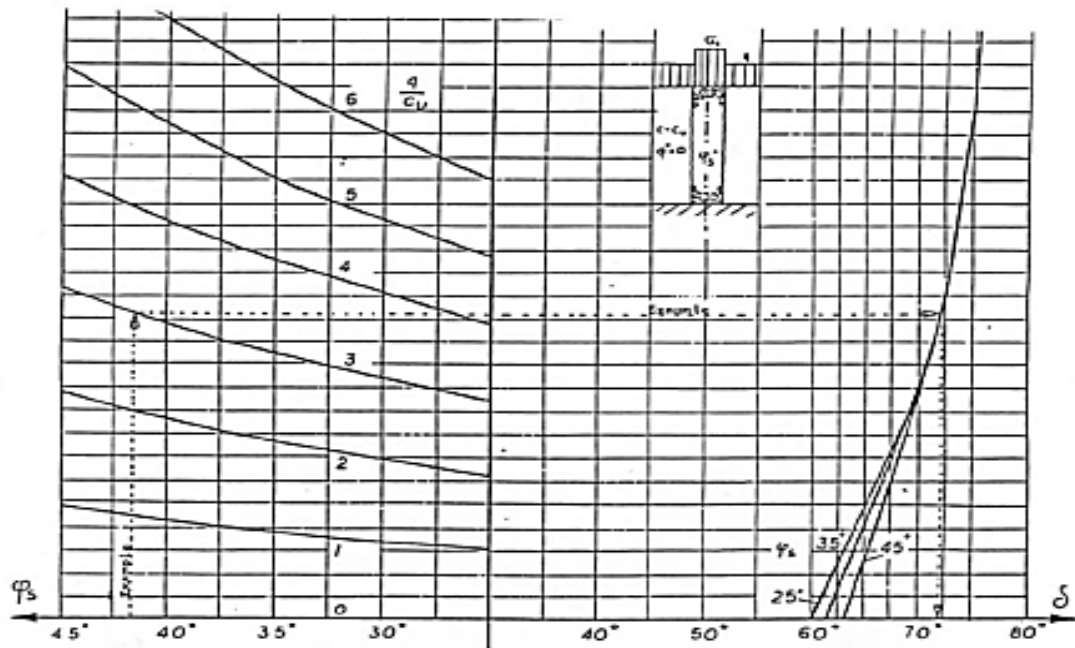


Ilustración 29: Gráfica para obtener los valores de δ . Obras geotécnicas. Universidad de Sevilla.

La carga admisible máxima de la columna viene dada por:

$$P = \frac{\sigma_c * A_c}{F}$$

Tomando el coeficiente de seguridad $F=2$.

La relación entre δ y ϕ_c para $q/cu=0$, se puede obtener de la siguiente gráfica:

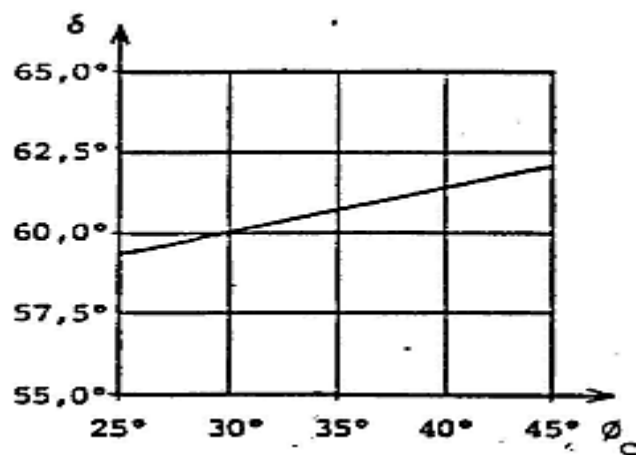


Ilustración 30: Relación $\delta - \phi_c$ para $q/cu=0$. Obras geotécnicas. Universidad de Sevilla.

Priebe consideró en su método la disminución del asiento de cimentaciones en la ejecución de columnas de grava. Comprobó que, en suelos coherentes, es el asiento y no la carga de hundimiento lo que condiciona la cimentación. La construcción de columnas de grava da lugar a una mejora de las características geotécnicas del terreno que se puede valorar

como el cociente entre antes y después de ejecutar las columnas (este coeficiente es conocido como el 'factor de mejora del terreno').

El modelo de Priebe consiste en considerar una distribución infinita de columnas sometidas a una carga uniforme, donde:

- La columna de gravas tiene una sección A_c .
- El área del suelo es A_s .
- El área de influencia del suelo es $A = A_c + A_s$.

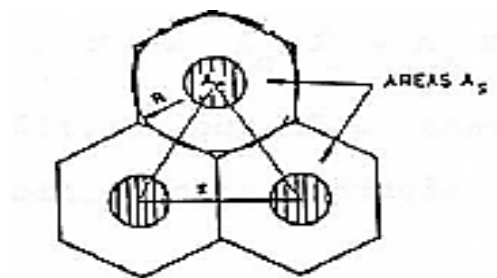


Ilustración 31: Área columna de gravas (A_c), de suelo (A_s) y el área de influencia de la columna de gravas (A).

La malla de distribución de columnas de grava puede ser de triángulos equiláteros, como se muestra en la ilustración 32:

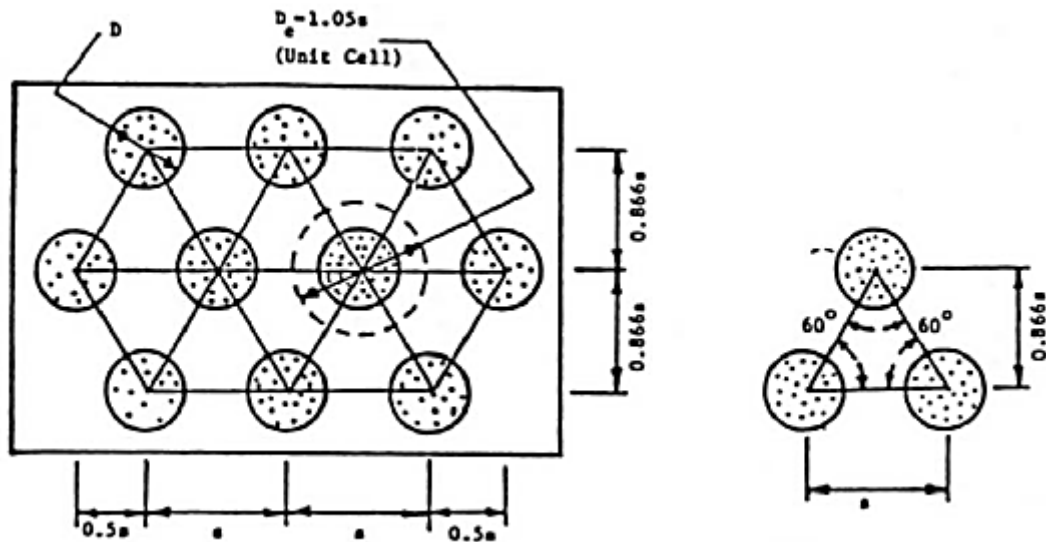


Ilustración 32: Malla de distribución de columnas de grava propuesta por FHWA, 1999.

Donde:

De: diámetro del área de influencia de la columna de gravas.

e: separación entre columnas de grava.

La columna de gravas se asimila a un cilindro que se expande radialmente con una tensión igual a:

$$\Delta\sigma_r = \sigma_c * K_{ac} - \sigma_s$$

Se trata de la diferencia entre el empuje activo de la columna y la tensión horizontal del suelo a una misma profundidad.

Estableciendo la igualdad de asientos en columna y suelo (teorías de la elasticidad), se obtiene la relación siguiente:

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_s} = \frac{\frac{1}{2} + f}{K_{ac} * f}$$

donde

$$K_{ac} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_c}{2} \right)$$

$$f = \frac{1 - \nu^2}{1 - \nu - 2 * \nu^2} * \frac{(1 - 2 * \nu) * \left(1 - \frac{A_c}{A} \right)}{1 - 2 * \nu + \frac{A_c}{A}}$$

La carga total es soportada por la columna y por el suelo según la expresión:

$$A * \sigma = A_c * \sigma_c + A_s * \sigma_s$$

La relación entre la tensión total transmitida por la cimentación y la tensión en el suelo será:

$$\frac{\sigma}{\sigma_c} = 1 + \frac{A_c}{A} * \left(\frac{0.5 + f}{K_{ac} * f} - 1 \right)$$

Esta relación se designa como factor de mejora y es la razón entre los asientos antes y después de colocar las columnas:

$$n = \frac{s}{s_c} = \frac{\sigma}{\sigma_s}$$

De la ecuación anterior podemos establecer curvas de factores de mejora en función de A_c/A para un coeficiente de Poisson del suelo de 1/3:

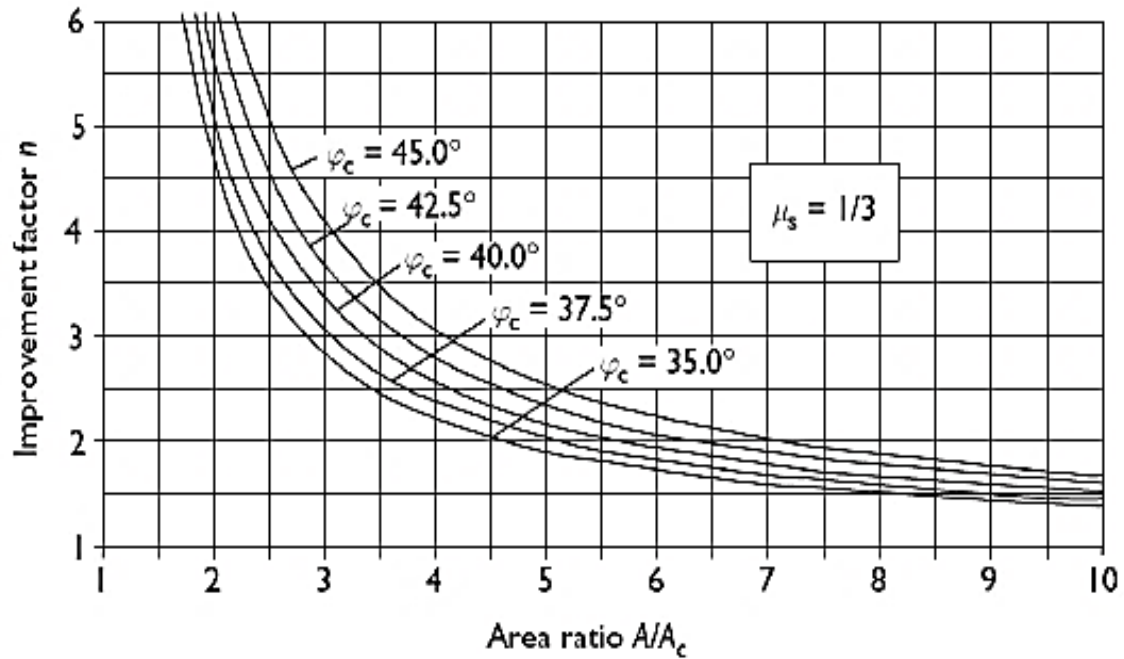
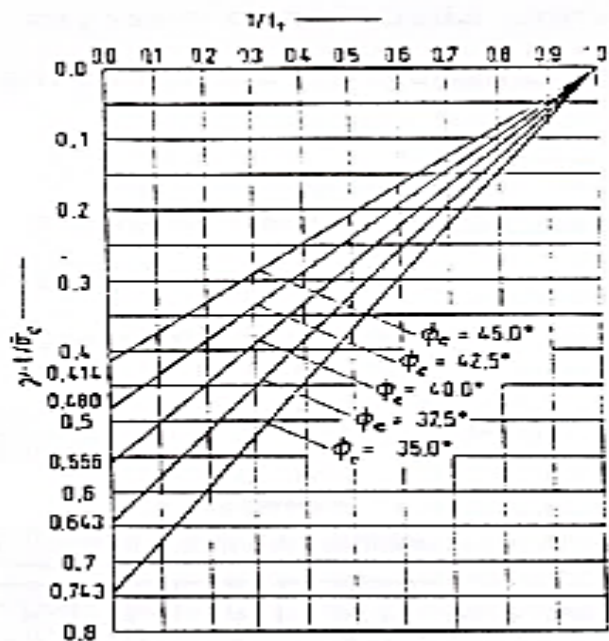


Ilustración 33: Factor de mejora n , en función de la relación de áreas y el ángulo de rozamiento interno de las gravas. Obras geotécnicas. Universidad de Sevilla.

Es necesario destacar que la ecuación anterior nos proporciona el factor de mejora del suelo si las columnas apoyan en un estrato resistente. Priebe consideró la compresibilidad de las columnas y a través de un coeficiente corrector modificó los valores determinados con anterioridad.

Este factor $1/f_t$ multiplica a n , se denomina coeficiente de profundidad y se obtiene del siguiente gráfico que relaciona $1/f_t$ con $\gamma \cdot t / \sigma_c$ (ver ilustración 34):



$$s_c = \frac{s}{n} \cdot \frac{1}{f_t}$$

Ilustración 34: Obtención del factor de corrección de Priebe. Obras geotécnicas. Universidad de Sevilla.

donde

t : profundidad.

γ : peso específico del suelo.

ϕ_c = ángulo de rozamiento interno de la grava.

σ_c = tensión de comparación ($\sigma_c = \sigma \cdot A/A_c$).

3.- GEOLOGÍA Y GEOTÉCNIA:

3.1.- OBRA DEL 'ZAL' SAN ROQUE:

El proyecto en cuestión tiene como objetivo la ejecución de las obras del Proyecto de Urbanización de la 1ª Fase del Sector 2-ES-Centro de Transportes de Mercancías "ZAL" de San Roque (Cádiz, Andalucía, España) a la "UTE ZAL ALGECIRAS".

Dichas obras tuvieron un plazo de ejecución de 22 meses.

En el proyecto de urbanización se realizó un estudio geotécnico limitado y un análisis geológico técnico que arrojó los siguientes resultados:

- Los asientos por efecto de los rellenos de viales y parcelas no se terminan de producir hasta pasados unos 26.5 años de la puesta en carga del terreno natural, alcanzando un asiento por consolidación primaria total de 76,50 cm, aumentando hasta 1.8 m por la presencia de materia orgánica y por efecto de la consolidación inicial.

- Se preveía que la consolidación podría verse afectada e incrementada si se utilizaba el material marginal procedente de la propia excavación sin ningún tipo de tratamiento, ya sea de cal o cemento.

A la vista de los anteriores resultados se recomendó el empleo de técnicas que aceleraran la consolidación primaria, decantándose por el empleo de terraplenes de precarga, además de estabilización de los suelos marginales con cal previo a su utilización.

Además de esta solución se recomendaba una nueva campaña geotécnica que verificara los asientos teóricos obtenidos.

En el proyecto se incluía la obligatoriedad de realizar terraplenes de prueba con objeto de analizar las condiciones reales de los asientos y las consolidaciones. El objetivo fundamental de estos terraplenes de prueba en el entorno real de las obras era el de cuantificar lo más exactamente posible los valores del coeficiente de consolidación y del tiempo en el que se produce la misma. Por otra parte, se comprobarían los asientos máximos estimados en el proyecto.

El siguiente trabajo fin de grado trae como reseña principal esto último: llevar a cabo el proceso de tratamiento de datos para de estimar mediante métodos analíticos y numéricos el proceso de consolidación de los terraplenes de prueba que se dan en este lugar donde se sitúa la Zona de Apoyo Logístico de Algeciras, y compararlos con los arrojados por los elementos de auscultación colocados en estos.

3.2.- GEOLOGÍA GENERAL DE LA ZONA:

El área de estudio en cuestión se emplaza en el sureste de la provincia de Cádiz, dentro del contexto geográfico del Campo de Gibraltar.



Se sitúa sobre un sustrato de materiales alóctonos constituidos por series sedimentarias de tipo flysch, fuertemente afectadas por la orogenia alpina, y encuadradas dentro de lo que genéricamente se denomina en la bibliografía Complejo Predorsaliano y unidades ultrabéticas del Campo de Gibraltar. Sobre estos materiales, y separados por una larga etapa sin registro sedimentario, se encuentra en la franja costera unos depósitos postorogénicos de la edad Pliocena y Cuaternaria, depositados en medio marino.

Los materiales pertenecientes a las unidades tipo flysch en esta zona están formados por arcillas y margas con intercalaciones de arenisca que han sido intensamente deformados y replegados por la orogenia Alpina. Los afloramientos de las distintas unidades que lo componen presentan siempre una estructura compleja, a veces caótica y sin disposición aparente; se suelen disponer en compartimentos más o menos individualizados con series casi siempre invertidas, conteniendo apretadas estructuras sinclinales o anticlinales.

Estas formaciones terciarias están ampliamente representadas, estando fuertemente cubiertas por materiales miocenos y pliocenos postorogénicos (arenas amarillas y biocalcarentas, localmente denominadas “albero” o “subbase” en sentido amplio) que se

localizan ocupando las zonas de mayor elevación, fosilizando paleorrelieves en los materiales subyacentes.

El tercer gran grupo de materiales existentes en la zona son los depósitos cuaternarios originados por la dinámica del río Guadarranque. Este discurre según una orientación prácticamente Norte-Sur, desembocando en la bahía de Algeciras.

Al final de su curso los depósitos tienen una influencia marina, originándose depósitos de marisma y estuario. En muy corto espacio se producen cambios laterales de facies correspondientes a playas, formadas por arenas finas limpias medianamente densas con otras algo más continentales de medios marinos restringidos, en las que predominan las fracciones finas.

Finalmente, los sucesivos aplanamientos dejados por este río en su progresivo encajamiento, ha depositado las terrazas sobre los arenales del Plioceno.

Concretamente, el emplazamiento estudiado se instala, coincidiendo con una zona de topografía llana y deprimida sobre potentes depósitos de suelos de origen aluvial que se relacionan con la dinámica del río Guadarranque y su llanura de inundación, en cuya disposición en capas alternan niveles arcillosos blandos y arenosos flojos.

Bajo estos depósitos y en los relieves próximos localizados al Este, dentro de la zona de actuación, se identifican arenas limo-arcillosas y/o limo y arcillas arenosas de tonos ocre y amarillentos en superficie, grises hacia la base, que suelen intercalar capas delgadas (espesor centimétrico) de calcarenitas.

Por último, en una zona muy localizada próxima a la futura glorieta de acceso a la zona de apoyo logístico, se detecta una terraza aluvial donde alternan capas de arcillas y arenas con limos.

3.3.- ENSAYOS DE RECONOCIMIENTO DEL TERRENO:

En este apartado se mencionarán los ensayos que se ha llevado a cabo para determinar la litología y las características resistentes del terreno natural.

Los resultados que se presentan en este estudio derivan de las campañas de campo y laboratorio realizadas por la empresa encargada del proyecto de caracterización del suelo del ZAL San Roque.

Los ensayos realizados por toda la parcela correspondiente al proyecto de construcción de la zona de apoyo logístico son:

- 10 sondeos rotativos con extracción continua de testigo hasta una profundidad variable, en función de la finalidad perseguida, de entre 17.4 y 38.4 metros. En su totalidad se han perforado 269.56 metros lineales. Durante la ejecución de estas perforaciones se tomaron numerosas de muestras inalteradas (MI) y testigos parafinados (TP), y se realizaron ensayos de penetración estándar SPT, en función de la naturaleza del material extraído. Estos aspectos se recogen en las tablas 3 y 4:

Sondeo	Profundidad, m	MI	TP	SPT	M.L PVC
S-1	18.6	4	-	4	-
S-2	33.6	6	4	8	34
S-3	35.37	5	1	8	35.5
S-4	25.05	4	1	4	25
S-5	37.59	8	-	6	38
S-6	35.55	6	-	6	36
S-7	38.4	6	-	8	38.5
S-8	17.4	3	-	4	18
S-9	17.6	2	-	5	18
S-10	10.4	2	1	2	11.8
	269.56 M.L	46 Uds.	7 Uds.	55 Uds.	254.8 M.L

Tabla 3: Resumen de los sondeos rotativos realizados en la zona.

Sondeo	Longitud Sondeo, m	Muestra	Profundidad		Golpeo cada 15 cm	N _{MI}	N _{SPT}
			Inicio	Final			
S-1	18.6	MI	1.5	2.1	5-5-9-12	14	-
		MI	4	4.6	6-9-8-8	15	-
		SPT	7	7.6	3-7-13-10	-	20
		MI	10	10.6	6-14-25-29	39	-
		MI	13.5	14.1	7-28-37-48	65	-
		SPT	14.1	14.7	6-13-20-32	-	33
		SPT	16.6	17.2	4-2-2-13	-	4
		SPT	18	18.6	7-11-17-19	-	28
S-2	33.6	MI	1.5	2.1	10-13-15-17	28	-
		MI	4	4.6	3-3-4-4	7	-
		SPT	6.5	7.1	7-10-14-12	-	24
		MI	9	9.6	2-2-3-3	5	-
		MI	12	12.6	2-1-3-7	4	-
		TP	12.9	13.2	-	-	-
		MI	15	15.6	10-7-11-22	18	-
		SPT	18	18.6	8-10-19-16	-	29
		MI	21	21.6	8-10-11-50	21	-
		SPT	21.6	22.2	7-5-5-5	-	10
		TP	24.4	24.7	-	-	-
		SPT	25	25.6	6-6-7-8	-	13
		SPT	27	27.6	14-23-36-39	-	59
		TP	28.3	29.1	-	-	-
		SPT	29	29.6	12-14-18-19	-	32
		TP	30.3	30.6	-	-	-
		SPT	31	31.6	6-9-13-24	-	22
		SPT	33	33.6	16-45-34-50	-	79
S-3	35.37	MI	1.5	2.1	8-12-12-15	24	-
		MI	4	4.6	2-2-3-4	5	-

		SPT	6	6.6	1-0-0-0	-	0
		SPT	9	9.6	11-14-7-7	-	21
		MI	12	12.6	4-7-7-10	14	-
		MI	15	15.6	5-10-30-38	40	-
		SPT	18	18.6	5-11-20-27	-	31
		SPT	21	21.6	9-12-15-22	-	27
		SPT	24	24.6	9-11-17-22	-	28
		SPT	27	27.6	8-9-10-13	-	19
		TP	28.3	28.6	-	-	-
		MI	30	30.6	7-10-12-23	22	-
		SPT	33	33.22	16-50	-	R*
		SPT	35	35.37	28-47-50	-	R
S-4	25.05	MI	1.5	2.1	6-9-13-15	22	-
		MI	4	4.6	3-3-3-4	6	-
		MI	6	6.6	1-1-1-1	2	-
		SPT	9	9.6	6-7-7-7	-	14
		MI	12	12.6	7-7-8-12	15	-
		SPT	15	15.6	13-25-34-40	-	59
		SPT	18	18.6	6-8-13-15	-	21
		TP	24.2	24.4	-	-	-
		SPT	24.5	25.1	18-22-43-50	-	65
S-5	37.59	MI	1.5	2.1	10-10-12-15	22	-
		MI	4	4.6	4-6-8-10	14	-
		SPT	7.5	8.1	**	-	-
		MI	9	9.6	2-3-10-8	13	-
		MI	12	12.6	1-2-3-4	5	-
		SPT	15	15.6	1-1-2-3	-	3
		MI	18	18.6	3-4-6-4	10	-
		MI	21	21.6	4-6-8-8	14	-
		MI	24	24.6	6-5-5-7	10	-
		SPT	27	27.6	10-9-11-16	-	20
		SPT	30	30.6	34-35-7-3	-	42
		SPT	33	33.6	7-7-8-15	-	15
		SPT	35	35.6	20-15-19-28	-	34
		SPT	37	37.59	40-30-31-50	-	61
S-6	35.55	MI	1.5	2.1	5-5-5-7	10	-
		MI	4	4.6	2-3-5-7	8	-
		MI	6	6.6	3-5-6-6	11	-
		SPT	10	10.6	3-2-3-5	-	5
		MI	14	14.6	1-3-3-4	6	-
		SPT	17	17.6	7-11-8-8	-	19
		SPT	20	20.6	2-3-4-5	-	7
		MI	23	23.6	4-6-8-9	15	-
		MI	26	26.6	14-20-24-30	44	-

		SPT	29	29.6	7-8-12-16	-	20
		SPT	32	32.28			
		SPT	35	35.55	17-35-34-50	-	66
S-7	38.4	MI	1.5	2.1	1-2-1-2	3	-
		MI	4	4.6	4-6-9-8	15	-
		SPT	6	6.6	1-2-2-2	-	4
		SPT	9	9.6	1-2-2-2	-	4
		SPT	12	12.6	6-6-4-3	-	10
		SPT	15	15.6	4-5-3-5	-	8
		MI	18	18.6	7-6-6-8	12	-
		MI	21	21.6	5-6-6-10	12	-
		MI	24	24.6	7-12-10-8	22	-
		SPT	27	27.6	12-12-16-19	-	28
		MI	30	30.6	11-11-15-34	26	-
		SPT	33	33.6	8-8-10-14	-	18
		SPT	36	36.25	28-50	-	R
		SPT	38	38.4	20-36-50	-	R
S-8	17.4	SPT	1.5	2.1	7-11-14-15	-	25
		MI	3	3.6	12-16-21-27	37	-
		MI	6	6.6	17-21-30-39	51	-
		SPT	9	9.6	10-16-25-36	-	41
		SPT	12	12.6	14-19-25-30	-	44
		MI	14.5	15.1	20-27-45-50	73	-
S-9	17.6	MI	3	3.6	3-12-29-47	41	-
		MI	6	4.43	14-19-50	R	-
		SPT	6.43	7.03	21-19-27-29	-	46
		SPT	9	9.6	13-17-43-42	-	60
		SPT	12	12.6	14-15-17-21	-	32
		SPT	15	15.57	16-34-40-50	-	74
		SPT	17	17.6	20-22-30-39	-	52
S-10	10.4	SPT	1.5	2.1	4-4-5-6	-	9
		TP	2.7	3	-	-	-
		MI	4	4.6	8-10-16-25	26	-
		MI	7.5	8.07	9-19-39-50	58	-
		SPT	10	10.4	27-38-50	-	R

Tabla 4 : Sondeos, longitud y número de golpes.

* R: rechazo, se necesitan más de 50 golpes para penetrar el tomamuestras 15 cm.

** la muestra entra por su propio peso, sin golpeo alguno.

- 14 ensayos de penetración dinámica del tipo DPSH, hasta rechazo. Estos ensayos se han realizado con el objetivo de caracterizar la capacidad resistente de los materiales, tanto en la zona de apoyo de los terraplenes como en la zona de desmonte.

En la tabla 5 se tiene la nomenclatura usada para la denominación de los mismos y las profundidades alcanzadas con cada uno de ellos:

Penetrómetro	Profundidad de rechazo,m
P-1	17
P-2	22.8
P-3	26.4
P-4	15.4
P-5	12
P-6	14.2
P-7	24.8
P-8	9.2
P-9	8.6
P-10	16.2
P-11	11.2
P-12	13.8
P-13	10
P-14	11.2
TOTAL	212.8 metros

Tabla 5: Resumen ensayos de penetración dinámica realizados.

El trabajo ha sido realizado con un penetrómetro dinámico automático de la marca TECOINSA, tipo DPSH, de las siguientes características: Peso maza: 63.5 kg. Peso varillaje: 8.84 kg/m.l. Peso de la cabeza: 1.5 kg. Altura de caída: 75 cm. Superficie de la puntaza: 20 cm². Diámetro de varillaje: 32mm.

- Ensayos de penetración estática con ensayos de disipación de presiones intersticiales, CPTu. Estos ensayos se han realizado de manera anexa a los sondeos de rotación de S-1 a S-6 (manteniendo para su nomenclatura la misma numeración de estos), y tienen como objetivo caracterizar los suelos flojos y blandos de origen aluvial.

En la tabla 6 se representa la profundidad alcanzada y las cotas/duración de las disipaciones que se han realizado:

Investigación	Profundidad de rechazo, m	Disipaciones	Profundidad/ duración del ensayo de disipación, m
CPTU-1 (PZ-1)	16.5	1	3.5 metros / 7 horas
		2	9 metros / 1 hora 20 minutos
CPTU-2 (PZ-2)	26.45	3	8.02 metros / 2 horas 25 minutos
CPTU-3 (PZ-3)	22.12	4	7.65 metros / 30 minutos
		5	11.12 metros / 2 horas
CPTU-4 (PZ-4)	20.82	6	3.81 metros / 30 minutos
		7	7.03 metros / 1 hora
CPTU-5 (PZ-5)	31.12	8	9.53 metros / 2 horas 30 minutos
CPTU-6 (PZ-6)	28.42	9	8.40 metros / 2 horas 40 minutos
		10	14.76 metros / 2 horas 15 minutos
TOTAL METROS=145.43 metros		TOTAL =10Uds.	DURACIÓN TOTAL = 22 horas 16 minutos

Tabla 6: Resumen ensayos de penetración estática.

- Ensayos presiométricos de Menard en sondeo S-5.

Este ensayo consiste en efectuar una puesta en carga lateral creciente del terreno por medio de una sonda cilíndrica trícilular dilatante radialmente y que se introduce en un taladro realizado previamente, con el mayor cuidado de alterar lo menos posible las características naturales del suelo.

Se aplican escalonadamente las tensiones mediante la inyección de un fluido (agua a presión con nitrógeno), registrándose los respectivos incrementos de volumen de la célula central de la sonda a intervalos de 15 30 y 60 segundos tras haber alcanzado el escalón de presión correspondiente.

Las lecturas de los cambios de volumen corresponden a los de la célula central de la sonda; las células extremas, denominadas células de guarda, están destinadas a garantizar la expansión cilíndrica de la célula central, fundamento teórico del ensayo.

Los ensayos presiométricos realizados y sus profundidades se muestran en la tabla 7:

S-5	Profundidad del ensayo
Presiómetro 1	3 metros
Presiómetro 2	6 metros
Presiómetro 3	8.5 metros
Presiómetro 4	12 metros
Presiómetro 5	15.75 metros
Presiómetro 6	19.5 metros
Presiómetro 7	25.5 metros

Tabla 7: Resumen ensayos presiométricos.

- Ensayos Field Vane Test en sondeo S-6. El fin de estos ensayos es obtener una aproximación del valor de la resistencia al corte no drenada (C_u) de los suelos blandos aluviales.

Este ensayo consiste en hincar en el terreno un molinete (Vane Borer) constituido por cuatro paletas rectangulares de lámina delgada de acero, ortogonales y solidarias a un varillaje y medir el par de torsión T que se produce al girar el dispositivo hasta la rotura del terreno. La altura de las paletas (H), es dos veces su diámetro (D). El rango de la resistencia a medir es de 0 a 10 kPa.

En la tabla 8 se muestran las profundidades a las que se realizan los ensayos.

S-6	Profundidad ensayo
Vane test 1	2.5 metros
Vane test 2	5 metros
Vane test 3	8.5 metros
Vane test 4	12.4 metros

Tabla 8: Resumen ensayos Vane test realizados.

- Toma de muestras para ensayos de laboratorio.

Los ensayos de laboratorio se han realizado sobre muestras obtenidas de los sondeos a rotación, en función de la finalidad perseguida, atendiendo a las características de los materiales y siguiendo las correspondientes Normas UNE.

A continuación, se presenta la cantidad de ensayos de laboratorio realizados:

- 76 unidades de análisis granulométricos, según Norma UNE 103101.
- 76 unidades de determinación de los límites de Atterberg, según Norma UNE 103103 y 103104.
- 4 unidades de determinación del grado de acidez Baumann-Gully.
- 6 unidades de determinación del contenido de sulfatos solubles de los suelos, según Norma UNE 103201.
- 10 unidades de determinación del contenido en materia orgánica de los suelos, según Norma 103204.
- 33 unidades de ensayos para la determinación de la resistencia a compresión simple de probetas de suelo, según Norma UNE 103400.
- 4 unidades de ensayos de corte directo de suelos, consolidado y sin drenar (CD), según la Norma UNE 103401.
- 10 unidades de ensayos de consolidación del edómetro, según Norma UNE 103405.
- 3 unidades de ensayos triaxiales del tipo UU, son consolidar y son drenar, según la Norma UNE 103402.

Una tabla resumen con los resultados obtenidos en todos los ensayos de laboratorio realizados puede consultarse en el Anejo 1 del TFG.

3.4.- DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA Y LITOLÓGICA. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE LOS MATERIALES:

A partir de la cartografía geológica de superficie y a los datos obtenidos de los distintos ensayos realizados, el proyecto define los siguientes grupos geológicos:

3.4.1.- Aluvial del río Guadarranque (Q_G):

Son los materiales que tienen mayor representación en la zona en estudio habiendo sido depositados en las proximidades del cauce y en su llanura de inundación. Abarcan un gran desarrollo en el área que nos ocupa, tanto lateralmente como en profundidad, y se

caracterizan principalmente por tratarse de suelos blandos, altamente compresibles y con un nivel freático alto.

En este grupo de niveles se engloban varios niveles que se caracterizan individualmente. Estos son en general niveles arcillosos de consistencia entre blanda y moderadamente firme que se alternan con niveles arenosos, con porcentajes variables de las fracciones finas (arcillas y limos), de densidades flojas a medianamente densas. Asimismo, se han detectado niveles fangosos intercalados con los anteriores.

La caracterización geotécnica individualizada de estos niveles se realiza atendiendo a los datos granulométricos y el comportamiento geomecánico de cada tramo o nivel, haciendo uso de los numerosos ensayos de laboratorio realizados a los diferentes materiales y a los datos mecánicos aportados por los ensayos de SPT e hinca de MI ejecutados durante los sondeos, comenzando por los más recientes en progresión a los más antiguos.

- Tierra vegetal: Presenta naturaleza areno-arcillosa y/o arcillo-arenosa de tonos marrones oscuros. Los espesores de la tierra vegetal observados en cada sondeo son los siguientes (tabla 9):

Investigación	Profundidad, m	Espesor, m
S-1	0.00-0.80	0.80
S-2	0.00-0.75	0.75
S-3	0.00-0.30	0.30
S-4	0.00-0.10	0.10
S-5	0.00-0.90	0.90
S-6	0.00-0.40	0.40
S-7	0.00-0.10	0.10
S-8	0.00-0.10	0.10
S-9	0.00-0.30	0.30
S-10	0.00-0.10	0.10
ESPESOR MEDIO, m		0.40

Tabla 9: Espesores de tierra vegetal identificados.

- Nivel Q1A: Arcillas y arcillas limosas con arena ($N_{30} \approx 8$): Bajo la cobertura vegetal, aparece en determinados sondeos el nivel QA1. Se tratan por lo general de arcillas limosas de tonos fundamentalmente marrones oscuros. En la tabla 10 se muestran los sondeos en los cuales se aprecia este nivel, las profundidades a las que se encuentran y los espesores:

Investigación	Profundidad, m	Espesor, m
S-1	0.80-3.35	2.55
S-2	0.75-3.25	2.50
S-3	0.30-3.00	2.70
S-4	0.10-2.60	2.50
S-5	0.90-3.10	2.20
S-6	0.40-3.00	2.60
ESPESOR MEDIO, m		2.50

Tabla 10: Espesores de nivel Q1A encontrados.

- **Nivel Q1B:** Arcillas y arcillas limosas con indicios de algo de arena ($N_{30} \approx 5$): Aparece sobre el nivel Q1A. Se describen como arcillas con algo de arena con tonos abigarrados marrones, rojizos y grises, con algunas patinas negruzcas ricas en materia orgánica. De manera más aislada, contienen algunos carbonatos a modo de nódulos blanquecinos. La arena está presente a veces a modo de moteado disperso, mientras que en otros casos se muestran en niveles de 1-2 centímetros de espesor. La tabla 11 muestra sus acotaciones de techo y base en las investigaciones donde han sido reconocidos de manera directa, así como sus espesores:

Investigación	Profundidad, m	Espesor, m
S-4	2.60-4.20	1.60
S-5	3.10-6.90	3.80
S-6	3.00-7.4	4.40
ESPESOR MEDIO, m		3.25

Tabla 11: Espesores de nivel Q1B encontrados.

- **Nivel Q2A:** Arenas con arcilla y limo ($N_{30} \approx 5$): Se trata de materiales de naturaleza fundamentalmente arenosa. En la mayoría de los casos aparece bajo los niveles ya descritos, aunque en ocasiones afloran directamente en superficie (caso del sondeo 7, S-7), bajo la cobertura vegetal. Son materiales de gran continuidad lateral, y que se suelen intercalar con otros materiales o niveles, principalmente del grupo Q2B, también arenosos, y del grupo Q3, arcillosos y de aspectos fangoso. Estos niveles serán descritos con posterioridad.
Se trata de arenas finas y medias con variables contenidos de la fracción fina. Sus tonalidades varían entre el marrón claro, beige y gris claro, y suelen contener, en algunos subtramos, restos vegetales y abundantes conchas.
A continuación se indican la profundidad a la que se localiza el nivel en cada sondeo y su espesor (tabla 12):

Investigación	Profundidad, m	Espesor, m
S-3	3.00-6.80	3.80
S-4	6.10-12.80	6.70
S-5	6.90-9.20	2.30
	9.65-11.65	2.00
S-6	8.60-11.10	2.50
S-7	0.10-2.75	2.65
	4.50-10.00	5.50
ESPESOR MEDIO, m		3.65

Tabla 12: Espesores de nivel Q2A encontrados.

- Nivel Q2B: Arenas con indicios de algo de arcilla y limo ($N_{30} \approx 12-15$): Este nivel se encuentra indistintamente bajo las arenas Q1A, bajo niveles de arcillas (Q3) o de capas alternantes arena-arcilla (Q4).

Se trata de arenas finas y medias con porcentaje variable de las fracciones finas (arcillas y limos). Sus tonalidades van desde el marrón claro al beige y a los grises, y suelen contener restos de conchas y en algunas ocasiones restos vegetales.

La tabla 13 muestra la localización de estos niveles en los distintos sondeos y su espesor:

Investigación	Profundidad, m	Espesor, m
S-1	4.75-8.40	3.95
	9.45-13.00	3.55
	13.65-14.75	1.1
S-2	6.45-7.95	1.5
	14.50-18.05	3.55
	20.75-22.30	1.55
S-3	8.90-11.50	2.6
	12.80-13.80	1
S-5	16.20-17.80	1.6
	20.30-21.75	1.45
S-6	16.30-18.05	1.75
S-7	2.75-4.50	1.75
	10.00-17.50	7.5
	19.45-23.00	3.55
	24.15-26.90	2.75
ESPESOR MEDIO, m		2.45

Tabla 13: Espesores de nivel Q2B encontrados.

- Nivel Q3: Arcillas de media a alta plasticidad muy blandas ($N_{30} \approx 3-7$): Se trata de arcillas plásticas de tonos grises y aspecto fangoso de consistencia blanda. La arena está presente, en proporciones variables y sin continuidad lateral. Es frecuente la presencia de subtramos con restos de conchas y restos vegetales. Sus tonalidades son grises y negruzcas.

En la tabla 14 se incluyen las acotaciones de techo y base de cada tramo de estos materiales detectados en los sondeos, además de su espesor:

Investigación	Profundidad, m	Espesor, m
S-1	8.40-9.45	1.05
	13.00-13.65	0.65
S-2	7.95-11.65	3.70
S-3	6.80-8.90	2.10
	11.50-12.80	1.30
	13.80-14.80	1.00
S-4	4.20-6.10	1.90
S-5	9.20-9.65	0.45
	11.65-16.20	4.55
	17.80-20.30	2.50
S-6	7.40-8.60	1.20
	11.10-14.70	3.60
	18.05-21.00	2.95
S-7	17.50-19.45	1.95
ESPESOR MEDIO, m		2.15

Tabla 14: Espesores de nivel Q3 encontrados.

- Nivel Q4: Alternancia centrimétrica de arcillas y arenas (N30 \approx 8-12): Es el último de estos niveles de origen aluvial, caracterizados principalmente por tratarse de una alternancia de espesor centimétrico de capas de arcilla y arena. Se detectan en todos los sondeos a excepción del sondeo 4, S-4, a diferentes profundidades y con espesores variables. Se trata de arcillas con arena y/o arenas con arcilla y limo, con tonalidades marrones grises y ocre (a veces negruzcos). No suelen presentar restos de conchas. Sus acotaciones se presentan en la tabla 15:

Investigación	Profundidad, m	Espesor, m
S-1	3.55-4.77	1.22
S-2	3.25-6.45	3.20
	11.65-14.5	2.85
	18.05-20.75	2.70
	22.30-25.95	3.65
S-3	14.80-16.90	2.10
S-5	21.75-24.70	2.95
S-6	14.70-16.30	1.60
	21.00-24.00	3.00
S-7	23.00-24.15	1.15
ESPESOR MEDIO, m		2.45

Tabla 15: Espesores de nivel Q4 encontrados.

3.4.2.- Arenas limo-arcillosas y/o limos arenosos de tonos ocre y anaranjados (T_{AG}):

Se trata fundamentalmente de arenas limosas (a veces arcillosas y/o limo-arcillosas), que contienen abundante carbonato y algo de restos de conchas, siendo su tonalidad predominante ocre-anaranjada en los metros iniciales mientras que hacia la base se tornan grises. Puntualmente intercalan niveles finos (de espesor centimétrico) de arenas densas y calcarenitas. Se datan del Plioceno.

Estas arenas son consideradas como el sustrato de base de este emplazamiento, depositándose sobre ellas potentes espesores de suelos flojos y blandos relacionados con la vida del río Guadarranque. Dentro de esta formación, el proyecto hace otra distinción desde el punto de vista geotécnico, atendiendo a criterios de composición granulométrica y/o comportamiento geomecánico (Valor N_{30}). Estas son:

- **Nivel T_0 :** Arenas limo-arcillosas, franja de alteración arenosa ($N_{30} < 10$): Se trata de arenas, con características geotécnicas favorables, que en las zonas donde afloran se muestran más alteradas, pero a medida que avanzan a la base van mejorando. Se trata de arenas medias y finas limosas, en ocasiones arcillosas, de tonos anaranjados y rojizos.

La tabla 16 muestra su disposición a partir de los sondeos y ensayos de penetración dinámica en los que se ha encontrado:

Investigación	Profundidad, m	Espesor, m
S-8	0.10-1.50	1.40
S-9	0.30-1.45	1.15
ESPESOR MEDIO, m		1.30
P-3	0.00-4.90	4.90
P-5	0.00-2.60	2.60
P-7	0.00-7.50	7.50
P-8	0.00-2.40	2.40
P-9	0.00-6.00	6.00
P-10	0.00-1.90	1.90
P-11	0.00-2.00	2.00
P-12	0.00-4.30	4.30
ESPESOR MEDIO, m		4.00

Tabla 16: Espesores de nivel T_0 encontrados.

- **Nivel T_1 :** Arenas limo-arcillosas con niveles arenosos ($N_{30} \approx 20$): Ya sea bajo las arenas del nivel T_0 o bajo los terrenos aluviales (Q_{1A} , Q_{1B} , Q_{2A} , Q_{2B} , Q_3 , Q_4 y Q_T) se detectan las arenas englobadas en este nivel. Litológicamente, se trata de arenas medias y finas limosas y/o limo-arcillosas con tono ocre y amarillentos, en superficie, que se vuelven grises hacia la base de la unidad en relación a los tramos más sanos. En este nivel se pueden reconocer restos de conchas, aunque no de manera tan significativa como en los niveles aluviales. Los términos más profundos intercalan niveles de gravas

heterométricas de naturaleza cuarcítica y areniscosa. Estos tramos no suelen superar el metro de espesor.

La tabla 17 recoge a que profundidad aparece este nivel en los distintos sondeos, así como sus espesores:

Investigación	Profundidad, m	Espesor, m
S-2	28.25-31.95	3.70
S-3	16.90-32.00	15.10
S-4	17.20-21.10	3.90
S-5	24.70-28.80	4.10
S-6	>24.00	-
S-8	1.50-9.25	7.75
S-9	1.45-6.65	5.20
S-10	6.00-9.70	3.70

Tabla 17: Espesores de nivel T1 encontrados.

- **Nivel T2:** Arenas y gravas ($N_{30} \approx 50R$): Este nivel arenoso aparece por debajo de las arenas del grupo T₁ o directamente bajo los terrenos aluviales sin presencia del nivel T₁.

Se trata de un nivel de arenas limosas y en ocasiones arcillas con arena, de tonos grises. Hacia la base intercalan tramos ricos en grava con espesores de entre 1 y 6 metros, cuya naturaleza es cuarcítica y areniscosa.

Cabe destacar que los grupos T₁ y T₂ suelen intercalar niveles finos de espesor centimétrico de arenas densas y areniscosas.

Estas arenas se detectan según los sondeos a rotación a las siguientes cotas (tabla 18):

Investigación	Profundidad, m	Espesor, m
S-1	>14.75	-
S-2	25.95-28.25	2.3
	>31.95	-
S-3	>32	-
S-4	13.00-17.20	4.2
	>21.10	-
S-5	>28.80	-
S-7	>26.90	-
S-8	>9.25	-
S-9	>6.65	-
S-10	>9.70	-

Tabla 18: Espesores de nivel T2 encontrados.

3.4.3.- Arenas y arcillas dispuestas en capas (QT):

Sobre las arenas pliocenas expuestas anteriormente (T_{AG}), y en puntos muy localizados se caracterizan depósitos de terraza aluvial relacionados con la dinámica del río Guadarranque.

Desde el punto de vista geológico, el río Guadarranque ha ido dejando sucesivos aplanamientos en su progresivo encajamiento, depositando estas terrazas sobre las grandes masas arenosas del Plioceno.

En los sondeos realizados, este nivel ha sido encontrado en el sondeo 10, S-10, desde justo por debajo de la tierra vegetal hasta una profundidad de 6 metros, tapizando, como se ha dicho antes, a las arenas Pliocenas (Niveles T_1 y T_2).

Litológicamente, se trata de una alternancia de niveles de arcillas con arena y arenas limo-arcillosas con predominio de arenas frente a los tramos arcillosos. Sus tonalidades varían entre el marrón en las arcillas a los tonos claros (ocre y beiges) en las arenas.

Otros aterrazamientos han sido caracterizados como arenas finas y medias con algo de arcillas y limo y abundante grava (también bolos) de naturaleza fundamentalmente areniscosa, siendo su tonalidad rojiza y anaranjada. En estos casos dichos sedimentos esencialmente arenosos rojizos, son difíciles de separar del sedimento subyacente, también arenoso (T_{AG}), ya que su diferenciación responde más bien a criterios morfológicos.

El siguiente cuadro resumen muestra las características geotécnicas que el proyecto de identificación y caracterización del terreno otorga a cada uno de los niveles descritos anteriormente a partir de todos los ensayos realizados (ver tabla 19):

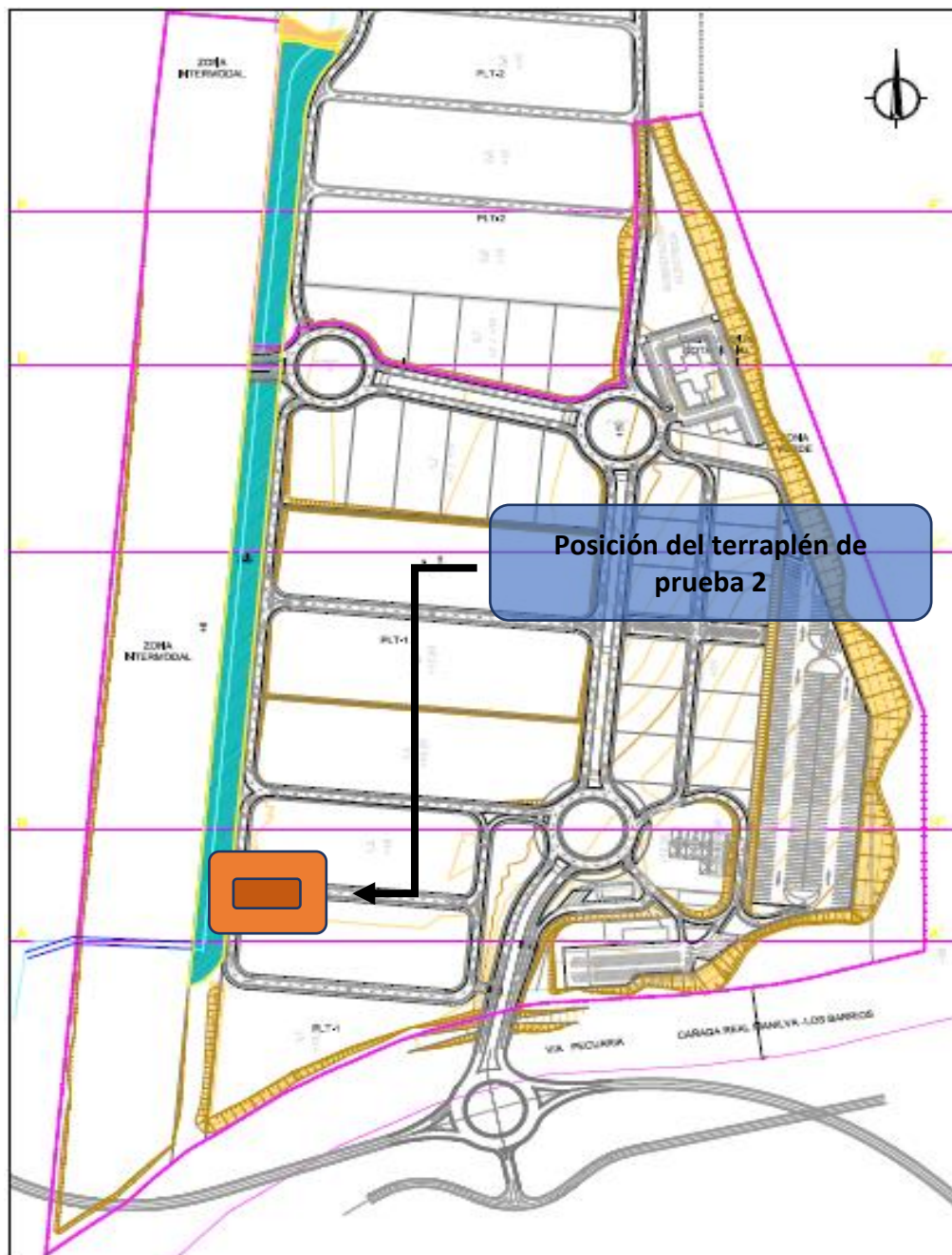
	Q1A	Q1B	Q2A	Q2B	Q3	Q4	QT	T0	T1	T2
Indice N ₅₀	8	5	5	12-15	3-7	8-12	10-20	5-15	20	50R
Densidad seca (kN/m ³)	16.00	16.00	15.00	17.50	14.00	16.00	18.50	18.50	17.00	14.50
Densidad aparente (kN/m ³)	20.00	19.00	18.50	21.00	19.00	20.00	21.50	19.50	20.50	19.00
Humedad (%)	20.6	25.3	27.1	19.6	34	23.2	15.4	-	20	32.3
Resistencia al corte sin drenaje (kN/m ²)	60	34	20	32	25	24	130	30	40	60
Cohesión efectiva (kN/m ²)	15	9	5	8	6	6	10	7	10	15
Ángulo de rozamiento interno (°)	22	20	29	28	20	16	29	8	28	34
Módulo de deformación (kN/m ²)	2,750	1,840	2,450	4,000	1,000	2,140	15,000	12,000	16,000	50,000
Coef. de Poisson	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.3	0.3	0.3	0.3
Coef. Compresión, C _c	0.1711	0.1955	0.05	0.045	0.472	0.17	-	-	-	-
Coef. Retracción, C _s	0.0184	0.0316	0.0057	0.011	0.055	0.035	-	-	-	-
Indice de poros inicial e ₀	0.559	0.7085	1	0.63	1.13	0.684	-	-	-	-
Presión de preconsolidación P _p (kN/m ²)	341.1	140	197.2	290	10.2	220	-	-	-	-
Coef.Consolidación vertical,C _v (m ² /día)	8.64E-04	1.81E-03	8.64E-02	6.48E-02	1.09E-03	8.64E-04	-	-	-	-
Coef.Consolidación horizontal,Ch (m ² /día)	5.01E-02	1.99E-01	6.25E-01	1.99E-01	4.32E-02	5.01E-02	-	-	-	-
Permeabilidad vertical k _v (m/día)	3.14E-06	1.08E-03	3.50E-04	1.62E-04	1.00E-05	4.00E-06	1.00E-02	1.00E-02	1.00E-02	5.00E-02
Permeabilidad horizontal k _h (m/día)	1.82E-04	9.78E-06	2.55E-03	5.00E-04	4.32E-04	2.30E-04	5.00E-03	7.00E-03	5.00E-03	2.00E-01
R=Ch/C _v	57	105	7.26	3	43.2	58.1	-	-	-	-

Tabla 19: Tabla resumen de las características geotécnicas según proyecto de construcción ZAL San Roque.

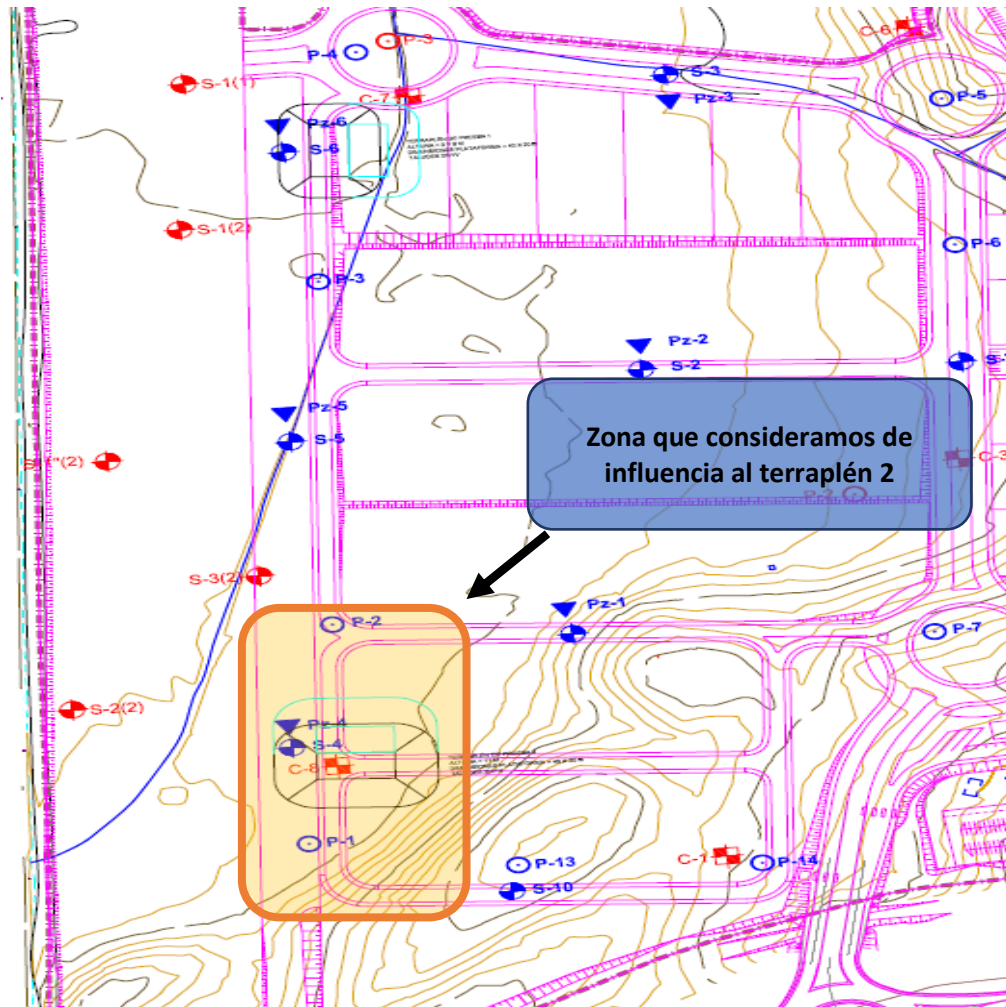
3.5.- MODELO GEOTÉCNICO DE LA ZONA CERCANA AL TERRAPLEN EN ESTUDIO:

Como se ha podido ver anteriormente, la empresa encargada del reconocimiento del terreno en el que se asentará la nueva Zona de Apoyo Logístico realizó un trabajo importante y pormenorizado de toda la zona de la obra, debido a la elevada extensión y complejidad del proyecto.

En el presente trabajo final del grado sólo nos centraremos en el comportamiento del terreno bajo el terraplén de prueba 2. Este terraplén se encuentra dentro de las obras del ZAL en la siguiente posición:



Para la caracterización del terreno sobre el que se sitúa este terraplén, recurriremos a los ensayos que se realizan en las inmediaciones del mismo. Estos son:



- Sondeo a rotación (S-4) con extracción continua de testigo (tabla 20 y Anejo 4):

Sondeo	Longitud de Sondeo (m)	Muestra	Profundidad (m)		Golpeo cada 15 cm	N _{MI}	N _{SPT}
			Inicio	Final			
S-4	25.05	MI	1.50	2.10	6-9-13-15	22	-
		MI	4.00	4.60	3-3-3-4	6	-
		MI	6.00	6.60	1-1-1-1	2	-
		SPT	9.00	9.60	6-7-7-7	-	14
		MI	12.0	12.6	7-7-8-12	15	-
		SPT	15.0	15.6	13-25-34-40	-	59
		SPT	18.0	18.6	6-8-13-15	-	21
		TP	24.2	24.4	-	-	-
		SPT	24.5	25.1	18-22-43-50	-	65

Tabla 20: Sondeo utilizado en la caracterización de la zona cercana al terraplén de prueba..

- Ensayos de penetración dinámica, DPSH, (P-1 y P-2) hincados hasta alcanzar la condición de rechazo. Estos ensayos se han realizado para caracterizar la capacidad resistente de los materiales existentes (tabla 21 y Anejo 3):

Penetrómetro	Profundidad de rechazo (m)
P-1	17.0
P.2	22.8

Tabla 21: Penetrómetros utilizados en la caracterización de la zona cercana al terraplén de prueba.

- Ensayo de penetración estática, CPTu, (PZ-4), con el objetivo de caracterizar los suelos flojos y blandos de origen aluvial. En este ensayo también se ha llevado a cabo ensayos de disipación de sobrepresión generada por la penetración del cono. Se ha realizado de manera anexa al sondeo rotativo (S-4) (tabla 22 y Anejo 2).

Ensayo CPTu	Profundidad rechazo (m)	Profundidad ensayo disipación (m)	Duración del ensayo de disipación
PZ-4	20.82	3.81 metros	30 minutos
		7.03 metros	1 hora

Tabla 22: Ensayo de penetración estática utilizado en la caracterización de la zona cercana al terraplén de prueba.

- Ensayos de laboratorio realizados a las muestras extraídas del sondeo S-4, entre los que se encuentran:

Profundidad (m)	Ensayo
1.50-2.1	Granulometría, límites Atterberg, grado acidez Baumann-Gully, contenido de sulfatos
4.00-4.60	Granulometría, límites Atterberg, grado acidez Baumann-Gully, contenido de sulfatos, resistencia a compresión simple, consolidación por edómetro, contenido en materia orgánica
6.00-6.60	Granulometría, límites Atterberg, grado acidez Baumann-Gully, contenido de sulfatos, resistencia a compresión simple
9.00-9.60	Granulometría
12.00-12.60	Granulometría, resistencia a compresión simple, consolidación por edómetro, contenido en materia orgánica
15.00-15.60	Granulometría
18.00-18.60	Granulometría, límites Atterberg
24.50-25.05	Granulometría

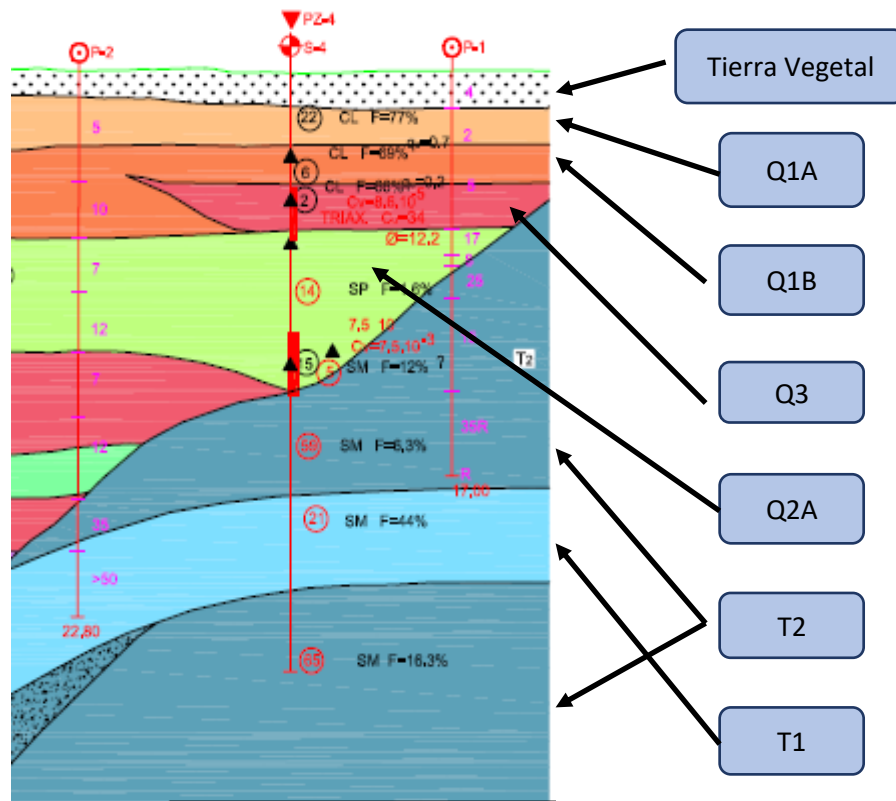
Tabla 23: Ensayos de laboratorio utilizados en la caracterización de la zona cercana al terraplén de prueba.

En el Anejo 5 se incluyen los informes de los ensayos de laboratorio realizados a las muestras tomadas del sondeo a rotación S-4.

Con los ensayos anteriores, y recurriendo a otros del proyecto total en caso de necesitar alguna característica geomecánica del terreno que no podemos definir con los anteriormente descritos, procedemos a la caracterización geotécnica del terreno de la zona cercana al terraplén.

Esta caracterización es similar, pero no igual, a la realizada por el proyecto de ejecución del ZAL San Roque. La estratificación según proyecto es la que se muestra en la

siguiente imagen, con los espesores determinados por el sondeo 4, S-4, y las características geomecánicas que se indican en la tabla 19.



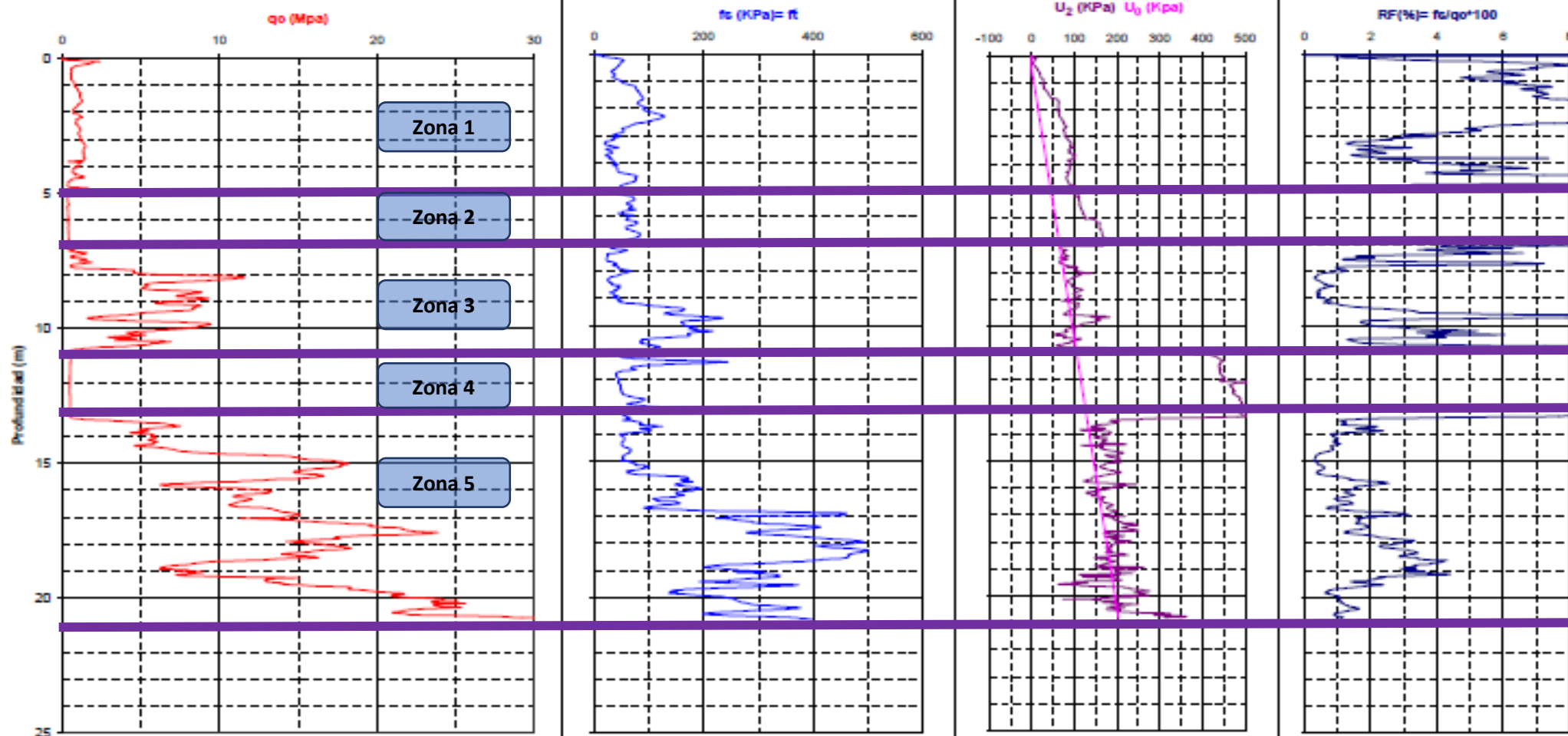
En el presente TFG trataremos de agrupar niveles que tienen similar comportamiento mecánico, dejando de lado la litología del mismo.

El principal ensayo en el que nos basamos para la identificación del terreno es el ensayo de penetración estática con disipación de presiones intersticiales, CPTU, denominado por el proyecto de construcción como PZ-4. Este ensayo puede ser consultado en el Anejo 2 del TFG.

Cliente:	GEOLIN S.L.	Nivel Freático (m):	0,50	Prof. Inicial (m):	0,00
Fecha:	11/05/2008	Norma:	ASTM D-5778-95	Prof. final (m):	20,82
Localización:	San Roque (Cádiz)	X:		Nº ensayos de dispersión:	2
Técnicos:	STAMEN GEORGIEV	Y:		Nº de cono:	ME-59
Dirección:	SERGIO A. VOS	Z:		Posición piedra porosa:	2



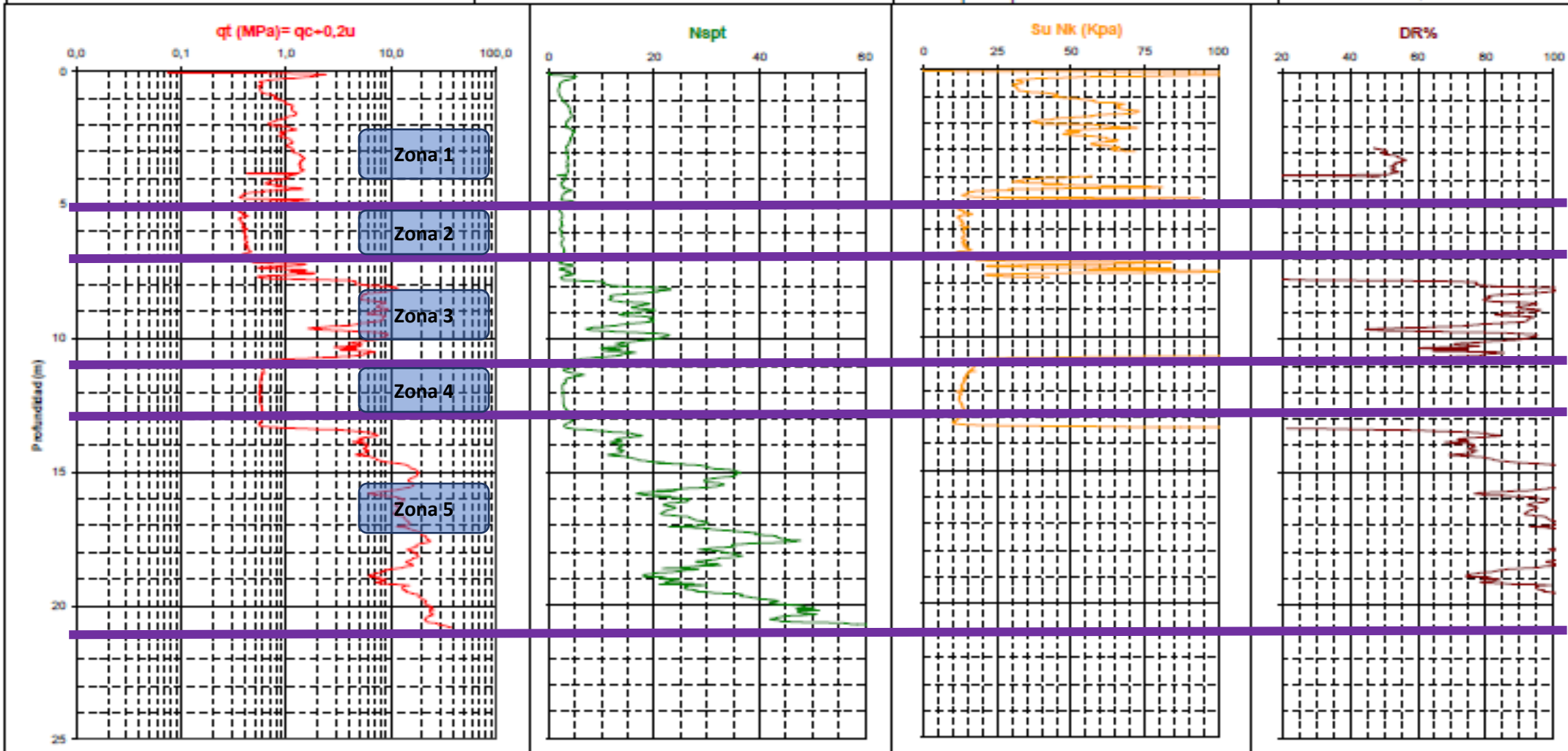
EMPLAZ. EQUIPO TG 73-200



Cilente:	GEOLIN S.L.	Nivel Freático (m):	0,50	Prof. Inicial (m):	0,00
Fecha:	11/05/2008	Norma:	ASTM D-5778-95	Prof. final (m):	20,82
Localización:	San Roque (Cádiz)	X:		Nº ensayos de disipación:	2
Técnicos:	STAMEN GEORGIEV	Y:		Nº de cono:	ME-59
Dirección:	SERGIO A. VOS	Z:		Posición piedra porosa:	2



EMPLAZ. EQUIPO TG 73-200



Viendo las gráficas de resistencia por punta y por fuste del cono, la disipación de presiones intersticiales en exceso y los valores de N_{spt} facilitadas en el CPTu-4, notamos principalmente cinco zonas bien diferenciadas:

- Zona 1: Con una potencia aproximada de 5 metros (de 0 a 5 metros). Caracterizada por una escasa resistencia por punta (del en torno a 2-3 MPa) y una resistencia por fuste de unos 50-60 kPa. Se generan grandes presiones intersticiales a medida que la puntaza avanza por este tramo. Tenemos un N_{spt} del en torno a 4-5. Debido a la poca resistencia por punta y la elevada resistencia por fuste, las presiones intersticiales que genera la puntaza en su avance por ese estrato y su bajo valor de N_{spt} , podemos concluir que nos encontramos ante un terreno principalmente arcilloso.
- Zona 2: Con una potencia de 2 metros (de 5 a 7 metros). Esta zona disminuye de forma clara la resistencia por punta (alcanzando niveles máximos de 1 MPa). La resistencia por fuste disminuye un poco respecto a la zona 1 (alcanza en esta zona un valor medio de unos 70 kPa). A medida que la puntaza avanza sobre el terreno, se producen presiones intersticiales en exceso elevadas en comparación con la presión de poros hidrostática (algo mayores que en la zona 1). El valor de N_{spt} alcanzado en esta zona es del en torno a 2-3. Con todo lo anterior podemos llegar a la conclusión que de nuevo nos encontramos ante un estrato arcilloso-limoso algo más blando que la zona 1.
- Zona 3: Con espesor de capa que podemos estimar de unos 4 metros de potencia (De 7 a 11 metros). En esta zona notamos claramente un cambio en el comportamiento del suelo. Los valores de resistencia por punta se disparan, llegando a alcanzar valores pico de hasta 10 Mpa (con un valor medio de 7-8 MPa). Los valores por fuste experimentan disminuciones y aumentos de valor, lo que podría implicar pequeñas inclusiones arcillosas. Con respecto a las presiones intersticiales en exceso, notamos claramente que conforme avanza la puntaza por esta zona, el valor de las presiones intersticiales se mantiene en todo momento cercano al valor de presión de poros hidrostático. El valor de N_{spt} se dispara a valores del en torno a 14-15. En resumen, con los datos obtenidos de esta zona mediante el ensayo de penetración estática con disipación de presiones intersticiales podemos concluir que estamos en una zona con comportamiento distinto a las dos zonas anteriores, nos encontramos con un terreno de comportamiento arenoso, aunque con pequeñas inclusiones de material arcilloso.
- Zona 4: Presenta una potencia de unos 2 metros (De 11 a 13 metros). Notamos un nuevo cambio en el comportamiento el suelo. Los valores de resistencia por punta se desploman de nuevo a valores del en torno a 1 MPa, mientras los valores de resistencia por fuste se asemejan bastante a los valores de la zona 2 (alcanzando valor medio de 70 kPa). Notamos también en la gráfica de presiones intersticiales que en esta zona se producen presiones intersticiales en exceso muy elevadas, lo que nos indica que esta zona presenta una baja permeabilidad. En resumen, en vista de los datos obtenidos en esta zona podemos decir que esta zona 4 presenta un comportamiento similar a estrato que nos encontramos a profundidades de entre 5 y 7 metros (la zona 2), por lo que prácticamente podemos decir que nos encontramos con el mismo material.

- Zona 5: Con potencia aproximada de 8,5 metros (De 13 a 21.5 metros). Volvemos a tener un terreno con una elevada resistencia por punta, con valores que van de 15 a 21 MPa. En la resistencia por fuste no notamos disminuciones, es más, a grandes profundidades incluso aumenta, lo que nos lleva de nuevo a plantear la mezcla con materiales arcillosos y limosos. De nuevo, las presiones intersticiales generadas por el paso de la puntaza no se alejan de la presión de poros hidrostática, por lo que nos encontramos ante un nivel con elevada permeabilidad. Por lo que, a tenor de los datos anteriores, nos encontramos ante un terreno principalmente arenoso y gravoso.

Una vez analizadas los resultados arrojados por el ensayo de penetración estática con disipación de presiones intersticiales, CPTu, denominado PZ-4, nos fijamos en las gráficas de los ensayos de penetración dinámica, DPSH, denominados P-1 y P-2. Estas gráficas pueden ser consultadas en el Anejo 3 del TFG.

Estos ensayos, que nos dan una idea de la capacidad resistente del terreno con la profundidad, no hacen más que afianzarnos en nuestro planteamiento de división del suelo en las 5 zonas anteriormente descritas.

Finalmente, nos fijamos en el sondeo a rotación con extracción continua de testigos, S-4 y en los ensayos realizados a muestras inalteradas de ese sondeo.

Este sondeo nos indica también la profundidad del nivel freático, que en este caso se encuentra en la superficie. Una descripción completa de las características del sondeo S-4 puede verse en el Anexo 4 del TFG.

El sondeo S-4 y los ensayos de laboratorio que de este se derivan, nos dan valores más específicos de propiedades de los materiales a los niveles a los que se toman las muestras y que, por tanto, podríamos extender al resto de la zona:

A partir de los diferentes ensayos de laboratorio ejecutados a distintos niveles obtenemos (los informes de estos ensayos de laboratorio se pueden consultar en el Anexo 5 del TFG):

- Nivel 1 (De 0 a 5 metros):

2 ensayos granulométricos y de límites de Atterberg, a profundidades de 1.50-2.10 y 4.00-4.60 metros, cuyos resultados nos dan unos valores medios de: 0% de grava, 26.48 % de arenas, 76.16% de finos, límite líquido (LL=38.4), límite plástico (LP=15.2) e índice de plasticidad (IP=23.25). Podemos clasificar este suelo según la U.S.C.S (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) como un terreno CL, arcilla de baja plasticidad con arena.

1 ensayo de densidad y humedad que nos da los siguientes valores: densidad aparente de 19.5 kN/m³, densidad seca de 15.1 kN/m³ y humedad del 29.3%.

1 ensayo de rotura a compresión simple que nos da una resistencia a compresión simple, q_u , de 68.6 kPa, por lo que tenemos una resistencia a corte sin drenaje de 34.32 kPa.

1 ensayo edométrico y de consolidación que arroja valores de: coeficiente de compresión (C_c) de 0.3254, coeficiente de retracción (C_s) de 0.0246, índice de poros inicial (e_0) de 1.051, coeficiente de consolidación vertical de 0.00021 cm²/s y presión de preconsolidación de 132.4 kPa.

1 ensayo de contenido en materia orgánica que nos da un valor del 0.9 %.

- Nivel 2 (De 5 a 7 metros):

1 ensayo granulométrico y de límites de Atterberg, tomado entre 6.00-6.60 metros, que nos da valores de: 0.22% grava, 33.53% arenas, 66.25% finos, límite líquido de 32.8, límite plástico de 13.6 e índice de plasticidad de 19.2. Podemos clasificar este suelo según la U.S.C.S (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) como un terreno CL, arcilla de baja plasticidad con arena.

1 ensayo de rotura a compresión simple que nos da una resistencia a compresión simple, q_u , de 19.61 kPa, por lo que tenemos una resistencia a corte sin drenaje de 9.8 kPa.

1 ensayo de densidad y humedad que nos da los siguientes valores: densidad aparente de 17.4 kN/m³, densidad seca de 12.4 kN/m³ y humedad del 39.5%.

- Nivel 3 (De 7 a 11 metros):

1 ensayo granulométrico, tomado entre 9.00-9.60 metros, con valores de: 0% gravas, 87.75% arenas y 12.25% finos. Clasificamos este nivel según la USCS como SP, arena mal graduada.

- Nivel 4 (De 11 a 13 metros):

En este nivel tenemos ensayos granulométricos a profundidad de 12-12.60 pero observando el comportamiento blando de este nivel en los ensayos CPTu y DPSH, y las características más bien propias de terreno arenoso en las muestras de laboratorio, decidimos hacer estos ensayos representativos de la zona 5 y dar a esta zona 4 las características de la zona 2.

- Nivel 5 (De 13 a 21.5 metros):

4 ensayos granulométricos a profundidades de entre 15.00-15.60, 18.00-18.60 y 24.50-25.05 metros, que nos dan un valor medio de: 4.36% de gravas, 75.68% de arenas y 19.95 de finos. Concluimos que nos encontramos ante un nivel SM, arena limosa con aumento de presencia de gravas a medida que se profundiza en el terreno.

A modo de resumen se incluye la tabla 24 con las características geotécnicas del terreno en estudio en el presente trabajo fin de grado. Se distingue según si el parámetro es obtenido de forma directa en algún ensayo de los anteriores, indirecta a partir de los anteriores o estimados de otros ensayos del proyecto:

	Nivel 1			Nivel 2			Nivel 3			Nivel 4			Nivel 5		
	Directo	Indirecto	Estimado	Directo	Indirecto	Estimado	Directo	Indirecto	Estimado	Directo	Indirecto	Estimado	Directo	Indirecto	Estimado
Índice Nspt	5	-	-	4-5	-	-	14	-	-	4-5	-	-	25	-	-
Densidad seca (kN/m ³)	15,1	-	-	17,4	-	-	-	-	15	17,4	-	-	-	-	14,5
Densidad aparente (kN/m ³)	19,5	-	-	12,4	-	-	-	-	18,5	12,4	-	-	-	-	19
Humedad (%)	29,3	-	-	39,5	-	-	-	-	-	39,5	-	-	-	-	-
Resistencia al corte sin drenaje (kN/m ²)	-	34	-	-	10	-	-	-	20	-	10	-	-	-	60
Cohesión efectiva (kN/m ²)	-	-	9-15	-	6	-	-	-	5	-	6	-	-	-	1
Ángulo de rozamiento interno (°)	-	-	20-22	-	20	-	-	-	29	-	20	-	-	-	34
Módulo de deformación (kN/m ²)	-	-	1.840-2.750	-	-	1000	-	-	2450	-	-	1000	-	-	16000-60000
Coef. de Poisson	-	-	0,35	-	0,35	-	-	0,3	-	-	0,35	-	-	-	0,3
Coef. Compresión, Cc	0,325	-	-	-	-	0,472	-	-	-	-	-	0,472	-	-	-
Coef. Retracción, Cs	0,0246	-	-	-	-	0,055	-	-	-	-	-	0,055	-	-	-
Índice de poros inicial e ₀	1,051	-	-	-	-	1,13	-	-	-	-	-	1,13	-	-	-
Presión de preconsolidación P _p (kN/m ²)	132,4	-	-	-	-	100	-	-	-	-	-	100	-	-	-
Coef.Consolidación vertical,Cv (m ² /día)	-	0,001814	-	-	-	0,001088	-	-	-	-	-	0,001088	-	-	-
Coef.Consolidación horizontal,Ch (m ² /día)	-	-	0,00723	-	-	0,005	-	-	-	-	-	0,005	-	-	-
Permeabilidad vertical kv (m/día)	-	-	1,08E-03	-	-	1,00E-05	-	-	3,50E-04	-	-	1,00E-05	-	-	5,00E-02
Permeabilidad horizontal kh (m/día)	-	-	9,78E-06	-	-	4,32E-04	-	-	2,55E-03	-	-	4,32E-04	-	-	2,00E-01

Tabla 24: Tabla resumen de los parámetros geotécnicos extraídos a partir de los ensayos realizados en los alrededores del terraplén de prueba.

4.- MODELO ANALÍTICO Y NUMÉRICO DE CÁLCULO:

Las características geotécnicas de terreno, definidas tras la labor de análisis de los datos obtenidos mediante los ensayos realizados en la zona cercana a la situación del terraplén de prueba en estudio, son las indicadas en la tabla 24 anteriormente mostrada.

A partir de esos datos desarrollaremos dos modelos de cálculo que sean capaces de aproximar sus resultados al comportamiento real del terreno, reflejado mediante los elementos de auscultación existentes. Estos dos modelos son los siguientes:

- Modelo analítico: Se trata de un modelo de análisis de consolidación unidimensional. El modelo consiste en la combinación de dos métodos distintos del comportamiento del suelo. Estos dos métodos son: el método edométrico (indicado para la modelización de suelos blandos) y el método elástico (para suelos granulares). A estos dos métodos se le ha añadido el efecto de la consolidación en los niveles arcillosos, que nos permite evaluar los asentos del terreno en función del tiempo.
- Modelo numérico: Utilizaremos el programa de elementos finitos Plaxis de igual manera para obtener unos asentos en función del tiempo que posteriormente relacionaremos con los datos auscultados para obtener las conclusiones correspondientes.

4.1.- MODELO ANALÍTICO DE CÁLCULO:

4.1.1.- Introducción:

Para desarrollar el método analítico se han tenido en cuenta los siguientes puntos:

- Se ha considerado el cálculo de los asentos bajo el terraplén como un problema de deformación plana.
- Se han empleado una combinación de dos métodos analíticos para el cálculo de los asentos, según el tipo de terreno que se nos presente con la profundidad (Para suelos blandos se ha utilizado el modelo edométrico, mientras que para los suelos arenosos se ha utilizado un modelo elástico).
- Se ha tenido en cuenta el efecto de la consolidación primaria en los suelos arcillosos como consecuencia de la disipación de las presiones intersticiales generadas con la aplicación de la carga. Con ello se tiene en consideración el asiento en función del tiempo, que es lo que nos permitirá posteriormente relacionar los datos obtenidos mediante este procedimiento con los valores reales de los asentos, proporcionados por los instrumentos de auscultación, colocados en el terraplén de prueba en estudio.
- El suelo en estudio se trata de un suelo normalmente consolidado, es decir, suelos que no han soportado tensiones máximas históricas superiores a las tensiones que soporta actualmente. Esto hemos podido observarlo a partir de los ensayos efectuados en el terreno.

Los parámetros geotécnicos utilizados en este modelo serán los que se muestran en la tabla 25:

	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	Nivel 4	Nivel 5
Profundidad, m	0-5	5-7	7-11	11-13	13-21,5
Densidad aparente (kN/m ³)	19,5	17,4	18,5	17,4	20
Módulo de deformación edométrico (kN/m ²)	2.750	1.000	2.450	1.000	28.000
Módulo de deformación elástico (kN/m ²)	1.713	623	1.820	623	20.800
Coef. de Poisson	0,35	0,35	0,30	0,35	0,30
Coef. Compresión, Cc	0,3254	0,472	-	0,472	-
Coef. Retracción, Cs	0,0246	0,055	-	0,055	-
Índice de poros inicial e ₀	1,051	1,13	-	1,13	-
Coef.Consolidación vertical,Cv (cm ² /seg)	2,10E-04	2,10E-04	-	1,26E-04	-
Coef.Consolidación vertical,Cv (m ² /día)	1,81E-03	1,81E-03	-	1,09E-03	-

Tabla 25: Tabla resumen de los parámetros geotécnicos empleados en el modelo analítico.

Los datos que aparecen en la anterior tabla son extraídos del cuadro o tabla 24 que aparece en el apartado anterior, con las siguientes simplificaciones:

- El coeficiente de consolidación vertical, Cv, del nivel 2 se toma igual al del nivel 1. Asumimos que las propiedades para simular el proceso de consolidación de ambos estratos es parecida por no decir la misma.
- El valor del módulo de deformación elástico del nivel 5 (Dado que su rango de valores según el proyecto de identificación se encuentra entre 16.000 y 50.000 kPa) se estima a partir de la fórmula de Beguemman (1974) para arenas y gravas que se indica a continuación:

$$E \left(\frac{kg}{cm^2} \right) = 40 + \left(12 * (N_{spt} - 6) \right)$$

Con N_{spt} del nivel 5 igual a 20, obtenemos un módulo de Young para ese nivel de 20.800 kPa.

4.1.2.- Método elástico:

Este método es el que utilizaremos en los suelos arenosos de nuestro perfil estratigráfico (Nivel 3 y Nivel 5). En el cálculo de asientos por este método se deben tener en cuenta la siguiente hipótesis: la distribución de tensiones bajo la cimentación es independiente de la posible heterogeneidad del terreno, por lo que es aplicable la solución de reparto tensional correspondiente al semiespacio homogéneo e isótropo de Boussinesq.

Según Webb (1970), para un estrato arenoso, podemos calcular su asiento instantáneo, y por tanto su asiento total, ya que despreciaremos los asientos derivados de la consolidación de las arenas, como:

$$E_i = \frac{\Delta\sigma_i}{\varepsilon_i} = \frac{\Delta\sigma}{\frac{s_i}{H_i}} \rightarrow s_{ti} = \frac{H_i * \Delta\sigma_i}{E_i}$$

Donde:

- E_i : Módulo de Young en kPa de la capa arenosa.
- $\Delta\sigma_i$: Sobrepresión en kPa generada por la colocación del terraplén en el nivel litológico.
- ε_i : Deformación del nivel litológico.
- s_i : Asiento en m del nivel i.
- H_i : Espesor en m del nivel i.

Los parámetros geotécnicos empleados son los siguientes (tabla 26):

Nivel estratigráfico	H_i (m)	E (kPa)
Nivel 3	4	1.820
Nivel 5	8.5	20.800

Tabla 26: Parámetros de los niveles arenosos empleados en el modelo analítico.

El problema de esta fórmula, una vez tenemos los espesores de los estratos arenosos y sus módulos de Young en condiciones drenadas, radica en el cálculo de la sobrepresión que genera un trapecio (que simularía una rebanada de terraplén de prueba) a distintas profundidades.

Esta sobrepresión la podemos calcular para cualquier punto bajo el trapecio y a cualquier profundidad a partir de la siguiente ecuación:

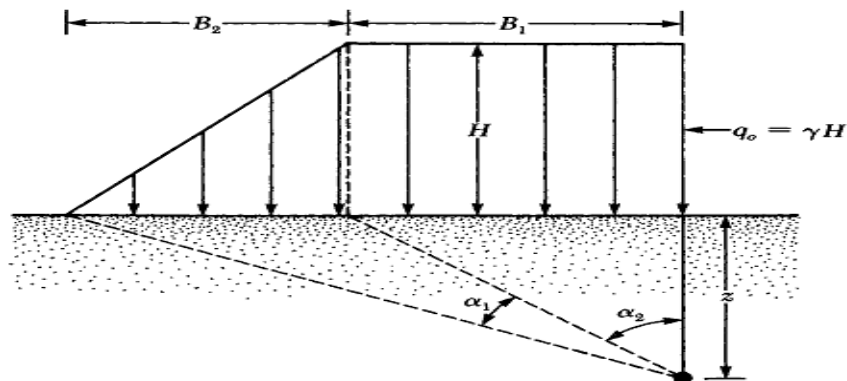


Fig. 4.11 Carga del terraplén.

$$\Delta\sigma' = \frac{q_0}{\pi} * \left[\left(\frac{B_1 + B_2}{B_2} \right) * (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{B_1}{B_2} * (\alpha_2) \right]$$

donde:

- q_0 : Carga por unidad de superficie generada por el terraplén = $\gamma * H$

- γ : Peso específico del suelo del terraplén

- H : Altura del terraplén.

$$-\alpha_1(\text{Radianes}) = \tan^{-1}\left(\frac{B_1+B_2}{z}\right) - \tan^{-1}\left(\frac{B_1}{z}\right)$$

$$-\alpha_2(\text{Radianes}) = \tan^{-1}\left(\frac{B_1}{z}\right)$$

- z : Profundidad a la cual quiero calcular el incremento de carga producida por el terraplén.

Las propiedades geométricas del terraplén y geotécnicas de los materiales que constituyen el mismo son las siguientes (tabla 27):

Superficie coronación (m)	Pendiente	Altura (m)	γ (kN/m ³)	E (kPa)	ν	c' (kN/m ²)	Ángulo Roz. (°)	q_0 (kPa)
40X20	2H/1V	11	20	60000	0.3	20	29	220

Tabla 27: Propiedades geométricas y geotécnicas de los materiales que conforman el terraplén de prueba.

4.1.3.- Método edométrico:

Este método será el empleado para la modelización de los niveles arcillosos. Dado a que los terrenos sobre los que se asienta el terraplén son suelos normalmente consolidados, la fórmula para determinar los asentos totales en las capas arcillosas (Nivel 1, Nivel 2 y Nivel 4) es la siguiente:

$$s_{fi} = \frac{H_i}{1 + e_{0i}} * C_{ci} * \log\left(\frac{\sigma_{fi}}{\sigma_{0i}}\right)$$

donde:

- s_{fi} : Asiento total en m del nivel litológico i.
- e_{0i} : Índice de poros inicial en el nivel litológico i.
- C_{ci} : Índice de compresión en el nivel litológico i.
- σ_{0i} : Tensión inicial en kPa en el nivel litológico i.
- σ_{fi} : Tensión final en kPa en el nivel litológico i. (Suma de σ_{0i} y la sobrecarga generada por el terraplén).
- H_i : Espesor en m del nivel litológico.

Los parámetros geotécnicos empleados son los siguientes (tabla 28):

Nivel estratigráfico	H_i (m)	C_c	e_0
Nivel 1	5	0,3254	1,051
Nivel 2	2	0,472	1,13
Nivel 4	2	0,472	1,13

Tabla 28: Propiedades de los estratos blandos en el modelo analítico.

4.1.4.- Metodología:

Siguiendo las directrices indicadas en los dos apartados anteriores, se han calculado los asientos totales del terreno de cimentación sobre el que se asienta el terraplén como la suma de los asientos totales de todos los niveles litológicos que conforman el terreno:

$$S_{FT} = \sum s_{fi}$$

Para poder comparar estos resultados con los datos medidos en el terreno mediante los elementos de auscultación es necesario tener en cuenta el proceso de consolidación de los suelos. Según este proceso, los terrenos arcillosos principalmente, tardan un tiempo asentar totalmente debido al traspaso de la sobrecarga o presiones intersticiales a las tensiones efectivas del terreno. Este fenómeno en condiciones unidimensionales se considera en el método de cálculo en función de dos parámetros importantes (además de otros): el coeficiente de consolidación vertical, C_v , y la senda de drenaje, H_s .

También es importante fijar el tiempo de inicio de la consolidación (justo al colocar el terraplén). Como el terraplén comienza a construirse el 04/03/2009 y termina el 24/03/2009 tomamos como fecha de inicio de la consolidación la correspondiente a la mitad de las dos anteriores, es decir el 14/03/2009. En este trabajo no se modela el proceso de construcción del terraplén, ésta estructura se sustituye por una carga trapezoidal.

Calculamos en primer lugar el valor del factor de tiempo, T_v :

$$T_v = \frac{c_v * t}{H_s^2}$$

donde:

- C_v : Coeficiente de consolidación vertical
- t : Tiempo, en seg, transcurrido entre la fecha que tomamos inicial y en la que queremos calcular T_v .
- H_s : Senda de drenaje en cm. En el caso de que la capa drene por los dos lados $H_s=H/2$ y para el caso de que sólo drene por una se toma $H_s=H$ (cm)

Como ya comentamos anteriormente, a nivel de consolidación, unificamos los niveles arcillosos 1 y 2 con el fin de facilitar los cálculos. Así, todos los niveles arcillosos los tenemos entre capas drenantes, tanto en su parte superior como en la inferior, y la senda de drenaje es entonces la mitad de la potencia de la capa arcillosa en ambos casos. Tenemos por tanto los siguientes datos (tabla 29):

Nivel estratigráfico	H_s (cm)	C_v (cm ² /seg)
Nivel 1 y 2 (Considerado como 1 solo nivel)	350	2,10E-04
Nivel 4	100	1,26E-04

Tabla 29: Sendas de drenaje y coeficientes de consolidación vertical de los estratos arenosos.

Una vez calculado T_v en función del tiempo, calculamos el grado de consolidación medio unidimensional, U , mediante:

$$T_v = \frac{\pi}{4} * U^2 \rightarrow U = \sqrt{\frac{4 * T_v}{\pi}} \quad , \quad \text{si } U < 0.6$$

$$T_v = -0.9332 * \log_{10}(1 - U) - 0.0851 \rightarrow U = 1 - 10^{\frac{T_v + 0.0851}{-0.9332}} \quad , \quad \text{si } U > 0.6$$

Una vez tenemos el valor del grado de consolidación medio, podemos calcular el asiento producido hasta una determinada fecha como:

$$s_{ti} = U * s_{fi}$$

donde:

s_{ti} : Asiento, en m, con consolidación.

U : Grado de consolidación medio para un determinado tiempo.

s_{fi} : Asiento total, en m, del nivel litológico, calculado anteriormente.

4.2.- MODELO NUMÉRICO:

4.2.1.- Introducción:

Con el objetivo de afinar más en el cálculo de los asientos producidos por el terraplén de prueba en el terreno de cimentación, se procede a la aplicación de un modelo numérico que simule las condiciones del suelo en cuestión. De acuerdo con los comentarios realizados en el capítulo de estado del conocimiento, se eligió el modelo Cam-Clay Modificado (CCM) para simular el comportamiento de los terrenos blandos y el modelo Mohr-Coulomb (MC) para los suelos arenosos.

Con esto, trataremos de comparar las curvas de asiento real con las generadas por el modelo numérico, lo que permitirá identificar bajo qué condiciones el modelo se ajusta mejor al comportamiento del suelo y sobre qué variables debemos trabajar para llegar a un modelo que simule de forma más o menos exacta el proceso de asentamiento del cimiento sobre el que apoya el terraplén.

Los modelos numéricos, supuestos como entes para explicar el comportamiento mecánico de los suelos, han dado lugar a un gran avance en los grupos de investigación, pero eso trae consigo la dificultad de la necesidad de obtener los parámetros necesarios para caracterizar un suelo, y por consiguiente, una mayor inversión en ensayos y en la etapa de diseño.

En nuestro caso se optó por la elección de dos modelos constitutivos (Cam-Clay Modificado y Mohr-Coulomb) que fueran relativamente fáciles de utilizar y cuyos parámetros básicos se pudieran calcular con ensayos convencionales de laboratorio.

El software utilizado en el presente trabajo es Plaxis 2D V8.5. Es programa de elementos finitos bidimensional especialmente diseñado para el análisis de estabilidad, deformación y el estudio flujos de agua en el campo de la ingeniería geotécnica.

Plaxis 2D incluye cálculos elasto-plásticos, análisis de estabilidad y consolidación, y estudios de estabilidad. Contiene modelos avanzados para suelos y rocas, una puesta al día de la malla en condiciones de grandes deformaciones y flujo de agua subterránea en condiciones estacionarias. (Delft University of Technology & Plaxis b.v The Netherlands, 2008a)

Detalles más específicos acerca del programa, su manejo y su funcionalidad pueden verse en el manual correspondiente. En adelante sólo se hará constancia del procedimiento básico seguido para la entrada de datos (modelos de suelo utilizados para los correspondientes estratos, geometría, flujos de agua subterránea, mallado, etc) y la búsqueda de resultados.

4.2.2.- Metodología o secuencia de cálculo:

4.2.2.1.- Características generales:

Elegiremos un análisis de deformación plana pues se dan las condiciones, tanto geométricas como de cargas, que nos permiten estudiar una rebanada del terraplén y hacerla extensible a las demás en la dirección perpendicular a la sección transversal de la estructura de tierra.

También emplearemos elementos de 15 nodos, para un estudio más detallado del problema. La ilustración 35 muestra la disposición de los nodos (imagen de la izquierda) y la de los puntos de cálculo de los esfuerzos o tensiones (imagen de la derecha).



Ilustración 35: Disposición de los nodos y puntos de cálculo de los esfuerzos en elemento de 15 nodos. Manual Plaxis.

Posteriormente se eligen las unidades en las que vamos a trabajar, escogiendo las siguientes (Sistema Internacional):

Longitud: metros, m.

Fuerza: Kilonewtons, kN.

Tiempo: días, day.

Tensiones: kN/m²

Pesos específicos: kN/m^3

4.2.2.2.- Geometría y aplicación de la carga:

Tal y como se muestra en la ilustración 37, el problema queda definido mediante la introducción de la mitad de la sección transversal del terraplén y el terreno sobre el que está construido.

Para la geometría del modelo numérico tendremos en cuenta la siguiente consideración para realizar una aproximación más exacta a la realidad: en el nivel 1, que definimos en capítulos anteriores, se realizará una división en dos subniveles con el fin de añadir los parámetros de cohesión, ángulo de rozamiento interno y permeabilidades que le otorga el proyecto de identificación del terreno a esos niveles (capas 1 y 2 de la ilustración 36) Esto se hace considerando la pequeña, pero existente heterogeneidad en estos datos que hemos observado revisando el proyecto, con el fin de que se adecuen lo máximo posible a la realidad. Además, la inclusión de esta división no supone una gran pérdida de tiempo en el cálculo del programa de elementos finitos y sin embargo si tiene importantes repercusiones en el comportamiento del modelo.

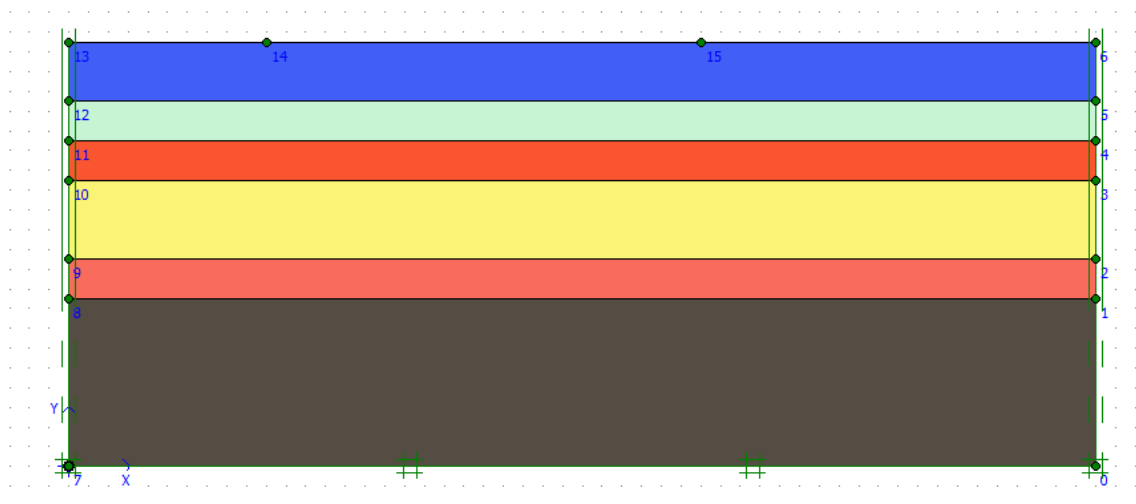


Ilustración 36: Geometría introducida en el modelo de Plaxis.

La notación empleada para definir los niveles o capas y las profundidades de los distintos estratos se puede ver en la tabla 30:

Nivel estratigráfico	Profundidad desde superficie (m)
Nivel 1.a (Q1A)	0-3
Nivel 1.b (Q1B)	3-5
Nivel 2 (Q3)	5-7
Nivel 3 (Q2A)	7-11
Nivel 4 (Q3)	11-13
Nivel 5 (T1-T2)	13-21.5

Tabla 30: Profundidades de los estratos introducidos en el modelo numérico.

A continuación, se procede a la aplicación de la carga como consecuencia de la existencia del terraplén sobre el terreno. Esta carga ha sido calculada a partir del peso específico de las partículas que componen el mismo. Dado que el peso específico del terraplén es de 20 kN/m^3 , y la altura del mismo es 11 metros, la carga superficial aplicada por tanto por terraplén será de 220 kN/m^2 . Para modelizar esta carga hemos recurrido en Plaxis a la aplicación de dos cargas distribuidas: la primera se trata de una distribución uniforme con el mismo valor en ambos extremos (220 kN/m^2) y, la otra que también es una carga uniforme, pero con una distribución que disminuye de manera lineal desde 220 kN/m^2 hasta los 0 kN/m^2 . De esta forma queda totalmente definida la carga del terraplén sobre el terreno de cimentación.

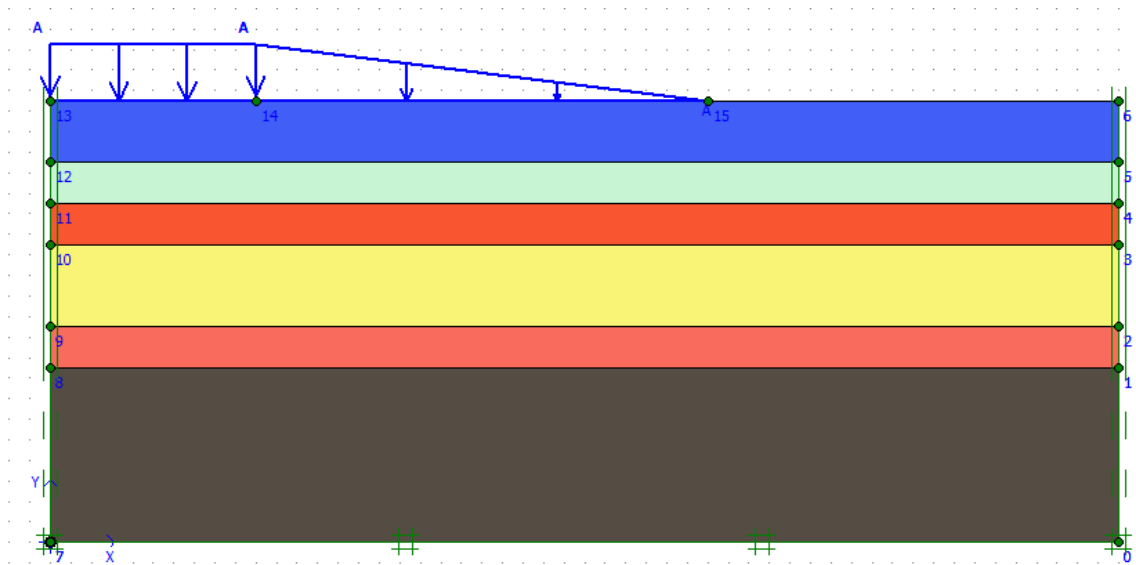


Ilustración 37: Aplicación de la carga que simulará la instalación del terraplén de prueba.

4.2.2.3.- Parámetros geotécnicos introducidos en el modelo numérico:

Con respecto a los datos introducidos en Plaxis, trataremos de tener una continuidad con respecto al estudio realizado con el modelo analítico y los resultados que de este se desprenden.

En este sentido en los datos introducidos en el programa de elementos finitos se tendrá en cuenta:

1. Los valores correspondientes a índices de compresión, C_c , índices de retracción, C_s e índice de poros inicial, e_0 en arcillas, módulos de Young en arenas y pesos específicos en ambos casos serán los mismos que los empleados en el modelo analítico con el ajuste debidamente justificado en capítulos anteriores.
2. Los valores de la permeabilidad horizontal, k_h , son los extraídos de la tabla 19 aportada por la empresa que realizó el estudio geotécnico de la zona.
3. De igual manera, la cohesión y ángulo de rozamiento efectivos son extraídos del proyecto de caracterización global del terreno (tabla 19).

4. Las permeabilidades verticales han sido calculadas a partir de las expresiones que relacionan el coeficiente de consolidación vertical con la permeabilidad vertical, para tratar en este sentido ser coherentes con los resultados desprendidos del cálculo analítico:

$$C_v = \frac{k_v * E_m}{\gamma_w (1 + e) * \sigma'}$$

$$E_m = \frac{0.434 * C_c}{0.434 * C_c}$$

Se muestra a continuación en la tabla 31, los valores de los parámetros a introducir en los modelos elegidos del programa de elementos finitos Plaxis:

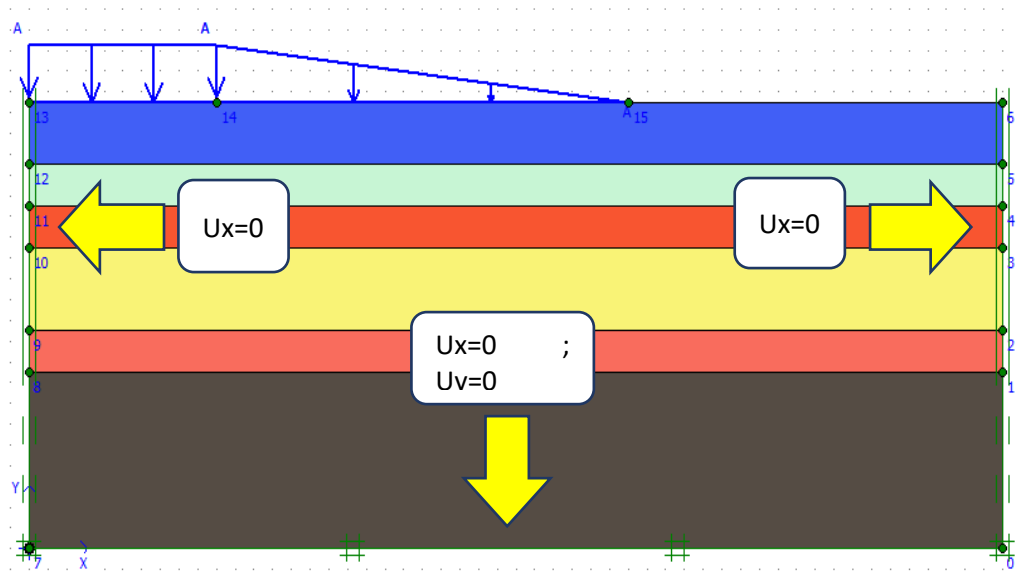
	Q1A	Q1B	Q3	Q2A	Q3	T1-T2
Profundidad, m	0-3	3-5	5-7	7-11	11-13	13-21,5
Modelo constitutivo	CCM	CCM	CCM	MC	CCM	MC
Tipo	No drenado	No drenado	No drenado	Drenado	No drenado	Drenado
Densidad seca (kN/m³)	19,50	19,50	17,40	18,50	17,40	20,00
Densidad aparente (kN/m³)	19,50	19,50	17,40	18,50	17,40	20,00
Coef.Consolidación vertical,Cv (cm²/seg)	0,000210	0,000210	0,000210	-	0,000260	-
Coef.Consolidación vertical,Cv (m²/día)	0,001814	0,001814	0,001814	-	0,002246	-
Coef. Compresión, Cc	0,35	0,35	0,472	-	0,472	-
Coef. Retracción, Cs	0,0246	0,0246	0,055	-	0,055	-
Indice de poros inicial e0	1,051	1,051	1,13	-	1,13	-
λ (Cc/ln(10))	0,152	0,152	0,205	-	0,205	-
K (Cs/ln(10))	0,0107	0,0107	0,0239	-	0,0239	-
M	0,856	0,772	0,772	-	0,772	-
Cohesión efectiva (kN/m²)	15	9	6	5	6	15
Ángulo de rozamiento interno (°)	22	20	20	29	20	34
Ángulo de dilatación (°)	0	0	0	0	0	4
Tensión efectiva a mitad del estrato (kN/m²)	14,25	38	54,9	79,3	103,7	153,6
Módulo de deformación edométrico a mitad del estrato (kN/m²)	192,41	513,09	570,85	-	1078,27	-
Módulo de deformación elástico (kN/m²)	-	-	-	2100	-	20800
Coef. de Poisson	0,35	0,35	0,35	0,3	0,35	0,3
Permeabilidad vertical kv (m/día)	9,43E-05	3,54E-05	3,18E-05	3,50E-04	2,08E-05	5,00E-02
Permeabilidad horizontal kh (m/día)	1,82E-04	9,78E-06	4,32E-04	2,55E-03	4,32E-04	2,00E-01

Tabla 31: Tabla resumen de los parámetros geotécnicos introducidos en el modelo numérico.

4.2.2.4.- Condiciones de contorno:

Las condiciones de contorno hacen referencia a los grados de libertad que se les otorga a los nodos que se encuentran en el contorno del dominio a discretizar con elementos finitos.

En nuestro caso hemos recurrido a las condiciones de contorno estándar de Plaxis, que consisten en: dejar en las líneas laterales libre únicamente el movimiento vertical ($U_x=0$) y en la línea horizontal inferior impedido el movimiento (tanto U_x como U_y son iguales a 0). La línea horizontal superior es obviamente la superficie libre del terreno natural donde se puede aplicar otras condiciones de contorno con la carga del terraplén.



4.2.2.5.- Generación de la malla:

Para la elección del tamaño de malla a utilizar, hemos optado por el empleo de un mallado medio. Entre otras cosas, se ha elegido este tamaño debido a que un mallado más fino no suponía mucha más exactitud en el modelo, y sin embargo, supone un aumento considerable en el tiempo de cálculo (ver ilustración 38).

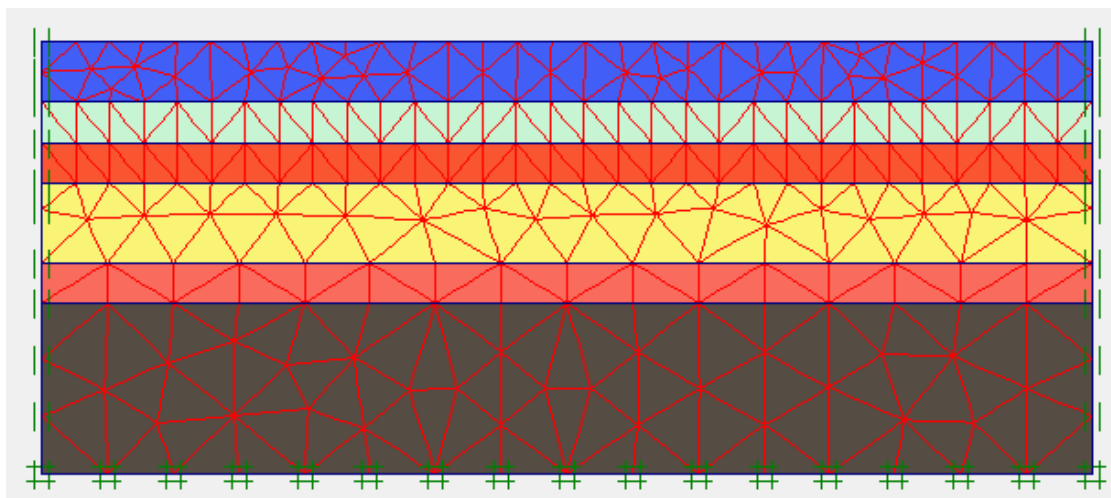


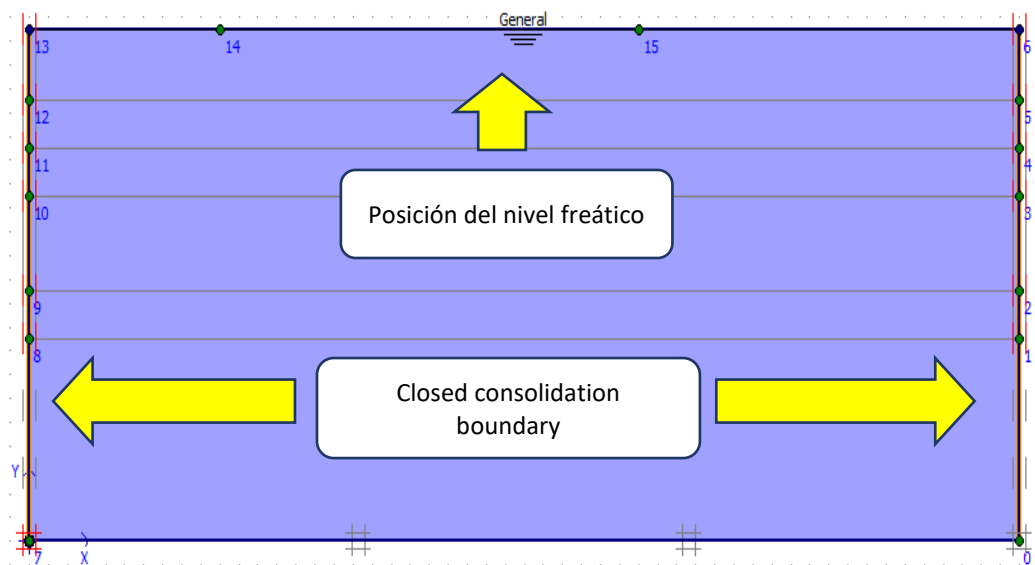
Ilustración 38: Imagen del mallado efectuado en Plaxis.

4.2.2.6.- Condiciones de iniciales:

Respecto a las condiciones iniciales, debemos introducir en primera instancia la profundidad del nivel freático. Este se encuentra en superficie, por lo que procedemos a su aplicación dibujando una línea recta en la superficie natural del terreno.

Además, necesitamos tener en cuenta otras condiciones de contorno en los límites laterales del modelo para el análisis de consolidación, que deben ser tomadas durante el proceso de cálculo. Sin añadir estas condiciones, el programa toma estos límites como drenantes, de forma que el agua podría circular a través de ellos libremente. Sin embargo, el límite vertical izquierdo, principalmente, debe ser cerrado porque es una línea de simetría, por tanto, el flujo horizontal es nulo. El límite lateral derecho debería ser también considerado como cerrado, ya que no hay flujo a través de ese contorno. Estas condiciones de contorno se implementan en Plaxis mediante la opción 'Límites de contorno por consolidación' (Closed consolidation boundary).

Posteriormente, damos a la opción crear presiones intersticiales hidrostáticas a partir de nivel freático y, en segundo lugar, a calcular las tensiones efectivas del modelo en el estado inicial (sin la presencia de la carga del terraplén).



4.2.2.7.- Fases de cálculo:

De la subrutina de cálculo, se elige la opción aplicar las fases de cálculo por etapas (construction stage). Las fases a calcular van a ser las siguientes:

- Fase 0: Esta fase es creada automáticamente por Plaxis, en la cual dicho programa se encarga del cálculo de las tensiones, deformaciones y presiones intersticiales del terreno en su estado inicial, es decir, sin la presencia del terraplén.
- Fase 1: Fase de aplicación de la carga del terraplén. Se activa el análisis de cálculo plástico o elastoplástico. Se aplican a continuación las cargas consecuencia de la construcción del terraplén. En esta fase se generan las presiones intersticiales en exceso que el terraplén produce en el terreno justo cuando este es implantado.

- Fase 2: Fase de consolidación hasta el último día del cual tenemos datos de auscultación. Es una fase de cálculo de consolidación (construction stage), en la cual las presiones intersticiales en exceso son disipadas hasta un nivel determinado de presiones, en este caso para un tiempo igual al último dato de medida de los asientos (221 días después de la construcción del terraplén).

5.- ANÁLISIS DE RESULTADOS:

La manera de proceder en el análisis de los datos obtenidos mediante los modelos de cálculo y su comparación con los medidos a partir de los instrumentos de auscultación ha sido la siguiente:

- En primer lugar, hemos introducido los datos geotécnicos del terreno recogidos en la tabla 25 en el modelo analítico de cálculo y hemos obtenido unos resultados que hemos comparado con los resultados de auscultación.
- Se ha llevado a cabo un proceso de retroanálisis en el modelo analítico, con el fin de ajustar los parámetros geotécnicos, siempre debidamente justificados mediante datos derivados de estudios y experiencias de estudios similares, recogidos en la bibliografía, de autores como Gündüz (2008) o Balasubramaniam et al (2010) . De este modo el modelo se ajusta en mayor medida a los datos obtenidos por auscultación.
- Con los datos geotécnicos del retroanálisis, se ha ejecutado el modelo numérico en Plaxis, con los datos del modelo analítico ajustado. En el caso de necesitar parámetros adicionales del terreno, se tomarán los correspondientes a la tabla 19.

Los resultados de este proceso se muestran en los siguientes apartados.

5.1.- MODELO ANALÍTICO:

5.1.1.- Resultados del modelo analítico con parámetros geotécnicos iniciales:

Como se indicó en el apartado 4.1 de este TFG, los parámetros geotécnicos del terreno, que se obtienen de los ensayos in situ y de laboratorio, necesarios para el modelo de cálculo analítico son los que recoge en la tabla 32:

	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	Nivel 4	Nivel 5
Profundidad, m	0-5	5-7	7-11	11-13	13-21,5
Densidad aparente (kN/m ³)	19,5	17,4	18,5	17,4	20
Módulo de deformación edométrico (kN/m ²)	2.750	1.000	2.450	1.000	28.000
Módulo de deformación elástico (kN/m ²)	1.713	623	1.820	623	20.800
Coef. de Poisson	0,35	0,35	0,30	0,35	0,30
Coef. Compresión, Cc	0,3254	0,472	-	0,472	-
Coef. Retracción, Cs	0,0246	0,055	-	0,055	-
Indice de poros inicial e0	1,051	1,13	-	1,13	-
Coef.Consolidación vertical,Cv (cm ² /seg)	2,10E-04	2,10E-04	-	1,26E-04	-
Coef.Consolidación vertical,Cv (m ² /día)	1,81E-03	1,81E-03	-	1,09E-03	-

Tabla 32: Resumen de las características geotécnicas introducidas en el modelo analítico.

5.1.1.1.- Líneas continuas de asiento:

A continuación, compararemos los resultados arrojados por el modelo analítico que hemos desarrollado con los asientos auscultados por la línea continua de asientos, colocada en la sección central del terraplén de prueba:

Fecha colocación del terraplén o tiempo igual a cero en el modelo analítico:	Fecha en la que se alcanza la altura máxima del terraplén de prueba o fin de construcción	Punto en estudio
14/03/2009	24/03/2009	En superficie. En el eje central de la sección del terraplén.

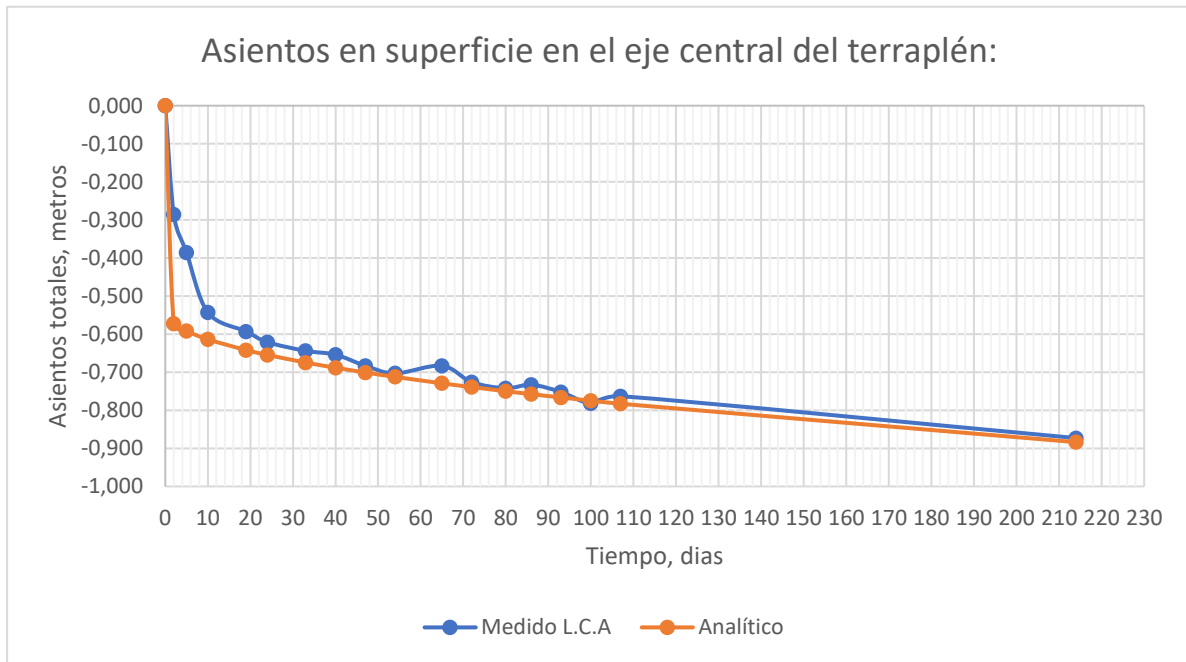


Ilustración 39: Asientos en superficie medidos y calculados analíticamente en el eje central del terraplén.

La comparación se produce entre las fechas 14/03/2009 (Día 0 o de tiempo igual a cero de asentamientos) y el 14/10/2009 (Día 214 después de la construcción del terraplén).

Como podemos observar en la ilustración 39, el modelo analítico (con las discretizaciones llevadas a cabo en lo referente a la estratigrafía y los parámetros geotécnicos asignados a cada nivel) se adapta bastante bien al comportamiento del terreno de cimentación sobre el que se asienta el terraplén.

Vemos que las mayores diferencias entre el modelo analítico y los datos de asiento medidos se dan lugar en los 10 primeros días, produciéndose diferencias del orden de los 0.287 metros en el segundo día de comparación. Esto es algo que teníamos asumido, debido a la dificultad de modelizar analíticamente el proceso de construcción y asentamiento del terraplén. Durante este tiempo de construcción de la estructura de tierra (04/03/2009 al 24/03/2009), el terreno ya ha empezado a asentar, y en nuestro modelo al considerar que el terraplén se coloca de una vez en el terreno, aparecen los elevados valores que se observan en los primeros 10 días de comparación.

Posteriormente a esos 10 días, el asiento analítico comienza a estabilizarse y a asemejarse a los datos de asiento real recogidos por la línea continua de asentamientos.

5.1.1.2.- Extensómetros de varilla:

El extensómetro de varillas mide el acortamiento de las capas superiores a las profundidades de control.

Están situados en el eje central del terraplén a profundidades de 5, 10 y 15 metros, por lo que mide, a distintas fechas, los acortamientos correspondientes a las capas comprendidas entre 0-5 metros, 0-10 metros y 0-15 metros para distintas fechas.

Fecha colocación del terraplén o tiempo igual a cero en el modelo analítico:	Fecha de colocación del extensómetro de varilla y primera lectura:	Puntos de control:
14/03/2009	16/04/2009	Centro de la sección del terraplén de prueba, a profundidades de 5-10-15 metros

La comparación con los extensómetros de varillas se produce entre el 16/04/2009 (Día 0 o de tiempo igual a cero de asentos) y el 29/06/2009 (Día 74 después de la construcción del terraplén):

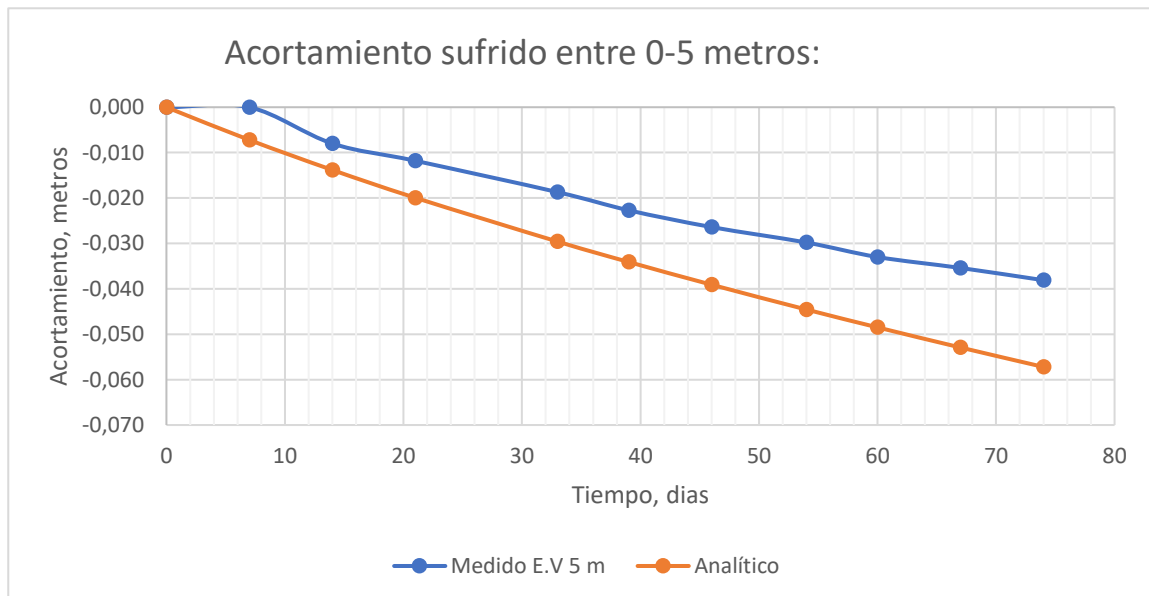


Ilustración 40: Acortamientos medidos y calculados analíticamente de los estratos entre 0-5 metros.

En la ilustración 40 se puede ver el comportamiento del terreno en cuanto a la consolidación en el tramo que va desde la superficie hasta una profundidad de 5 metros. La mayor diferencia entre los datos medidos por el extensómetro de varillas y el obtenido mediante el modelo analítico es de 1.5 cm en el último día de auscultación. Podemos asumir que es una buena aproximación si tenemos en cuenta que el modelo analítico está del lado de la seguridad.

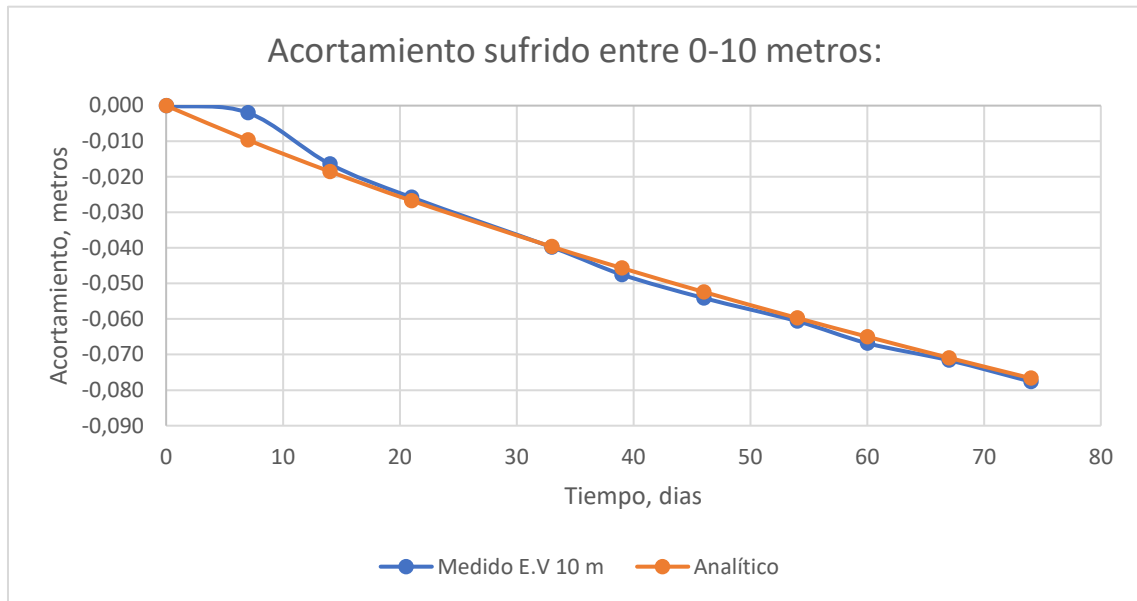


Ilustración 41: Acortamientos medidos y calculados analíticamente de los estratos entre 0-10 metros.

La ilustración 41 mide el acortamiento del cimiento desde la superficie hasta los 10 metros de profundidad. En este tramo se observan las menores diferencias en el último día de auscultación (0.5 cm), por lo que se puede decir que los parámetros que hemos utilizado en el modelo son bastante aceptables para definir el comportamiento del terreno entre 0-10 metros de profundidad.

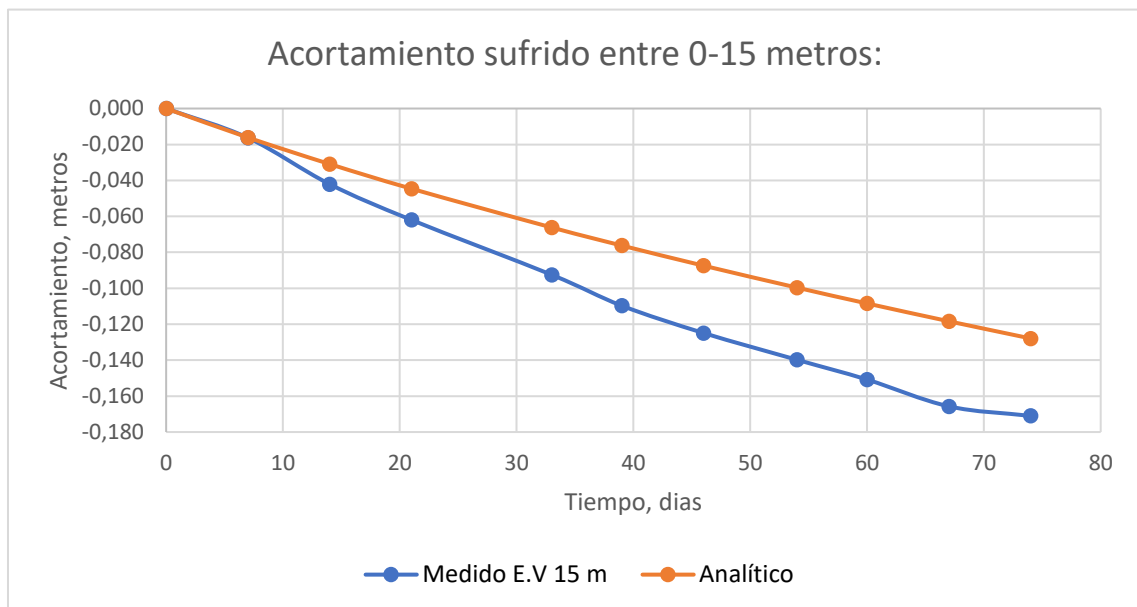


Ilustración 42: Acortamientos medidos y calculados analíticamente de los estratos entre 0-15 metros.

En la ilustración 42 observamos el asentamiento del terreno comprendido entre la superficie y una profundidad de 15 metros. En este tramo el modelo difiere algo más con respecto a las dos figuras anteriores. En esta representación se produce una diferencia máxima de unos 6.3 centímetros, algo que podemos considerar aceptable si tenemos en cuenta que entre la medición del extensómetro de varilla y la línea continua de asientos se produce una

diferencia de asientos de unos 5 cm (existen fallos en las lecturas de los extensómetros respecto a la línea continua de asientos).

La explicación de lo anterior es la siguiente: Según la línea de asientos, el asiento registrado el día 16/04/2009 (inicio de medición extensómetro de varillas) en el centro del terraplén fue de 0.644 metros y el 29/06/2009 (final de medición del extensómetro de varilla) fue de 0.763 metros, por lo que la diferencia y lo que debería haber medido el extensómetro de varillas para 15 metros (a partir de esa profundidad el asiento es mínimo debido a la elevada resistencia del terreno) debería ser un asiento cercano a $0.763 - 0.644 = 12$ cm. Sin embargo, el extensómetro para 15 metros, el día 29/06/2009 midió un asiento de 17.1 centímetros, por lo que tenemos una diferencia entre la línea continua de asientos y el extensómetro de varillas de 5.1 centímetros, siendo mayor el asiento medido por el último instrumento de medida.

5.1.2.- Resultados del modelo analítico con parámetros geotécnicos ajustados:

Con el fin de ajustar algo más el comportamiento del terreno de cimentación sobre el que se apoya el terraplén, se procede al ajuste de los parámetros geotécnicos de los diferentes niveles estratigráficos. Estos ajustes se han realizado teniendo en cuenta la bibliográfica existente acerca de los márgenes en los que se suelen mover estos parámetros.

En el presente apartado trataremos de ajustar los valores del modelo analítico a los valores medidos tanto por la línea continua de asientos como por el extensómetro de varillas.

Los valores que trataremos de ajustar son los siguientes:

- Coeficientes de compresión, C_c , y retracción, C_s , de los estratos blandos. Principalmente se trata de modificar el coeficiente de compresión, ya que los niveles blandos que tenemos son normalmente consolidados, y en estos el coeficiente de retracción no afecta.
- Coeficientes de consolidación, C_v , de los estratos blandos.
- Módulos de Young de los estratos arenosos. Se ha observado la baja resistencia del nivel 3 debido a las pequeñas inclusiones en este nivel de porciones fangosas y arcillosas. En este nivel 3 se tratará de elevar el valor del módulo de Young. En lo referente al nivel 5, trataremos de no modificar su módulo de Young, ya que un cambio en este no supone un aumento o disminución significativa en el asiento que se origina en ese nivel.

La tabla 33 muestra los parámetros geotécnicos modificados en cada nivel litológico:

Nivel	Parámetro modificado	Valor inicial	Valor ajustado
Nivel 1	C_c	0.3254	0.35
Nivel 3	E (kPa)	1820	2100
Nivel 4	C_v (cm ² /seg)	0.000126	0.00026

Tabla 33: Tabla con los valores que se han modificado tratando de ajustar el modelo a la realidad.

El ajuste de estos parámetros se ha realizado en base a:

- Modificar el índice de compresión del nivel 1: Se ha llevado a cabo un proceso de obtención del parámetro mediante diferentes correlaciones con otras características del suelo, como la humedad, w , el índice de poros inicial, e_0 , o el límite líquido. De entre las distintas formulaciones encontradas hemos considerado como las que más se ajustan a nuestro caso las correspondientes:

Fórmula para suelos españoles normalmente consolidados o ligeramente consolidados: $C_c=0.21243$

Fórmula para suelos orgánicos, turbas, sedimentos orgánicos y arcillas: $C_c=0.33695$

Fórmula para suelos con baja plasticidad, Sowers (1970): $C_c=0.41325$

También hemos tenido en cuenta las indicaciones del profesor Juan M. Pestana-Nascimento (University of California, Berkeley), que ofrece valores del índice de compresión para arcillas normalmente consolidadas de entre 0.2-0.5.

Con estas referencias e intentando no distanciarnos mucho del resultado arrojado por los ensayos del cual hemos obtenido el valor inicial, hemos decidido utilizar el valor correspondiente a 0.35

- Modificar el módulo de deformación en el nivel 3: Como ya se ha comentado antes, el valor del módulo de deformación del nivel 3, que es principalmente arenoso, es bastante bajo según indican los ensayos y parámetros adoptados por el proyecto de caracterización geotécnica realizado por la empresa que se dedicó a esa labor. Hemos creído conveniente elevar algo más este valor, basándonos en algunas referencias bibliográficas como la propuesta por Bowles (1988):

$$E \left(\frac{kg}{cm^2} \right) = 10 + \left(7.5 + (0.5 * N_{spt}) \right)$$

Este nivel se caracteriza por valores de N_{spt} de entre 7 y 11. Tomando el valor $N_{spt}=7$ obtenemos un valor de 2100 kPa, que es el que adoptaremos en el ajuste.

- Modificar coeficiente de consolidación vertical en el nivel 4: Hemos decidido aumentar el parámetro del coeficiente de consolidación vertical en este nivel. En esta zona, según el proyecto de identificación se le otorga a C_v el valor de $1.26E-4$ cm²/seg. Según lo expuesto por Balasubramaniam et al (2010), los resultados obtenidos de este parámetro en laboratorio suelen ser bastante bajos, y asume que valores más realistas suelen oscilar entre 5 y 10 veces los valores que se obtienen en laboratorio. Con todo esto decidimos que el valor del coeficiente de consolidación vertical en estos niveles será de $2.6E-4$ cm²/seg.

Con las siguientes modificaciones obtenemos unos nuevos resultados de asientos del modelo analítico, que se comentarán a continuación. El resumen de los datos introducidos en el modelo se muestran en la tabla 34:

	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	Nivel 4	Nivel 5
Profundidad, m	0-5	5-7	7-11	11-13	13-21,5
Densidad aparente (kN/m ³)	19,5	17,4	18,5	17,4	20
Módulo de deformación edométrico (kN/m ²)	2.750	1.000	2.450	1.000	28.000
Módulo de deformación elástico (kN/m ²)	1.713	623	2.100	623	20.800
Coef. de Poisson	0,35	0,35	0,30	0,35	0,30
Coef. Compresión, Cc	0,35	0,472	-	0,472	-
Coef. Retracción, Cs	0,0246	0,055	-	0,055	-
Índice de poros inicial e0	1,051	1,13	-	1,13	-
Coef.Consolidación vertical,Cv (cm ² /seg)	2,10E-04	2,10E-04	-	2.6E-04	-
Coef.Consolidación vertical,Cv (m ² /día)	1,81E-03	1,81E-03	-	2,25E-03	-

Tabla 34: Resumen de los parámetros geotécnicos tras el ajuste del modelo analítico.

5.1.2.1.- Línea continua de asientos:

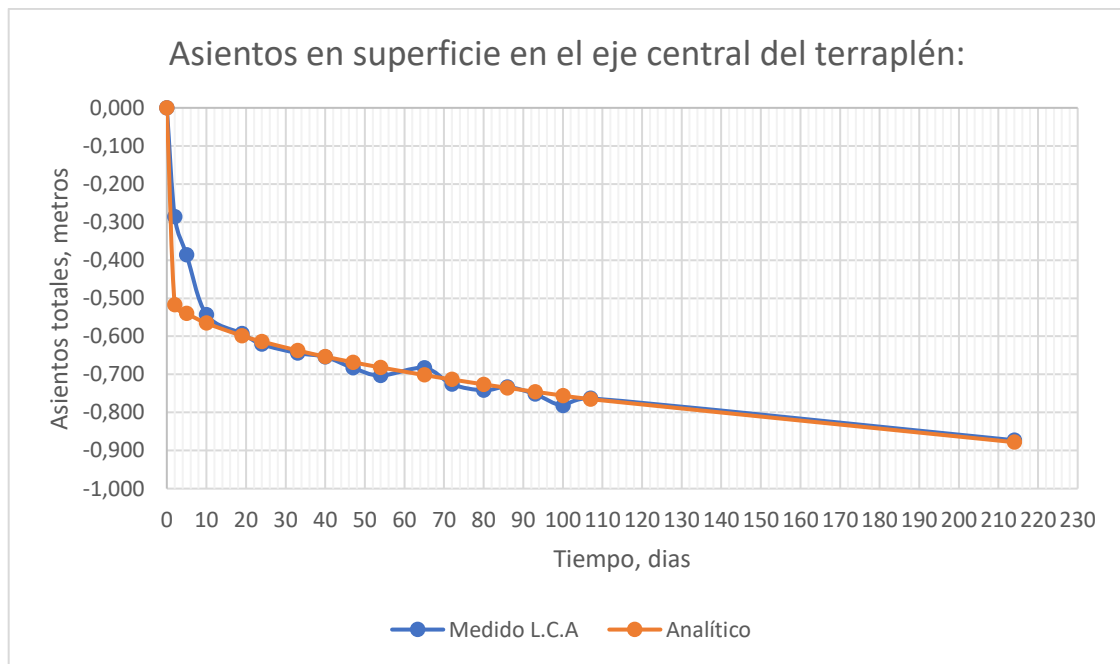


Ilustración 43: Asientos en superficie medidos y calculados analíticamente en el centro del terraplén. Parámetros ajustados.

En lo que respecta a los asientos obtenidos por la línea continua de asiento, se puede ver en la ilustración 43 que con los cambios introducidos hemos conseguido ajustar aún más los asientos del modelo analítico a los medidos. Hemos conseguido reducir algo la diferencia máxima que se da en los primeros 10 días, alcanzando ahora una máxima de 0.231 metros.

Posteriormente a esos 10 días, los valores de los asientos son prácticamente similares, diferenciándose en apenas 1-2 centímetros entre los datos medidos y los analíticos.

5.1.2.2.- Extensómetros de varilla:

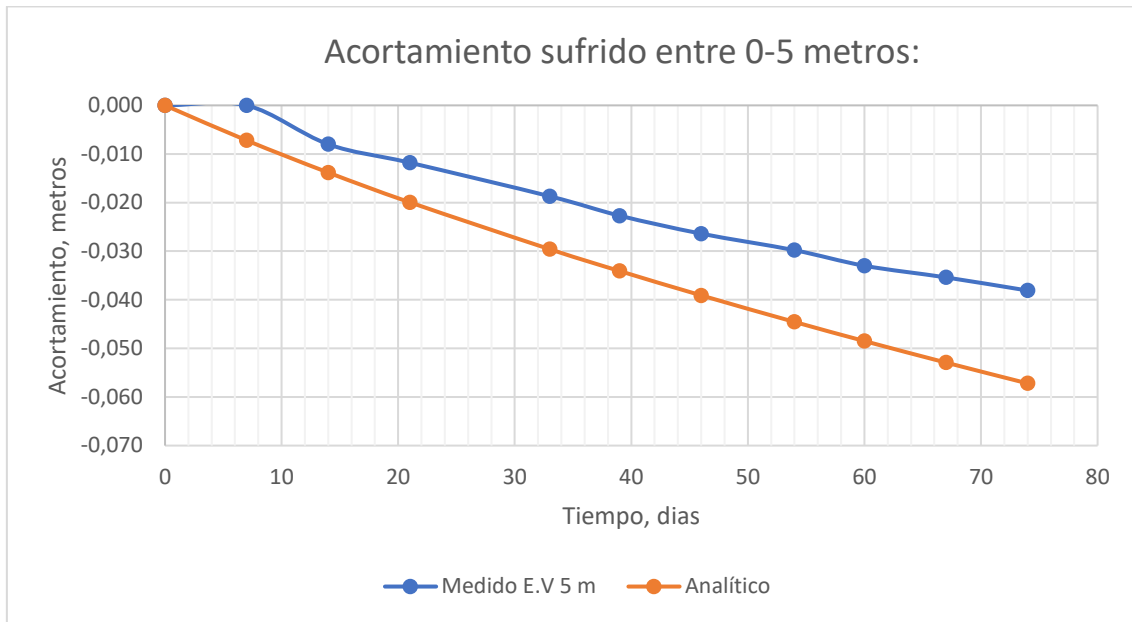


Ilustración 44: Acortamientos medidos y calculados analíticamente de los estratos entre 0-5 metros. Parámetros ajustados.

En la ilustración 44, el cambio en los parámetros da lugar a un ligerísimo aumento de la diferencia de asientos en el tramo que va de 0 a 5 metros de profundidad. A los 74 días se observa una diferencia entre asientos auscultados y analíticos de 1.9 cm (apenas 4 milímetros más que antes).

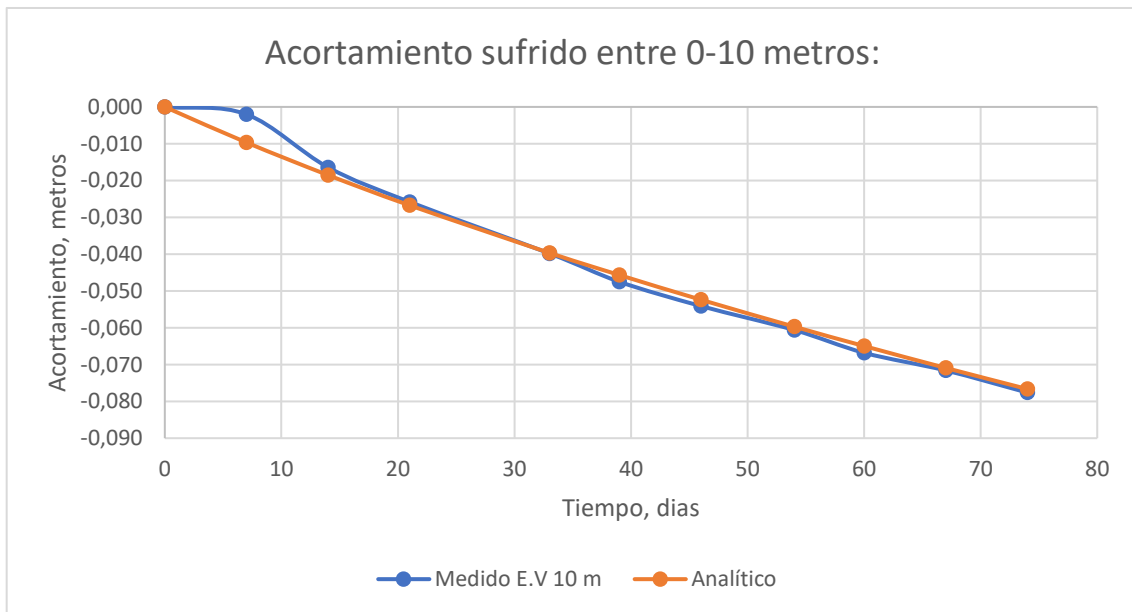


Ilustración 45: Acortamientos medidos y calculados analíticamente de los estratos entre 0-10 metros. Parámetros ajustados.

Lo comentado en la ilustración 44 ha permitido un mejor ajuste en los asientos obtenidos del extensómetro de varillas y los del modelo analítico para el terreno comprendido entre 0 y 10 metros de profundidad (ilustración 45). La mayor diferencia se aprecia en los 10 primeros días con 8 milímetros. A partir de esos 10 días, las diferencias son muy pequeñas (del orden de 1 o 2 milímetros).

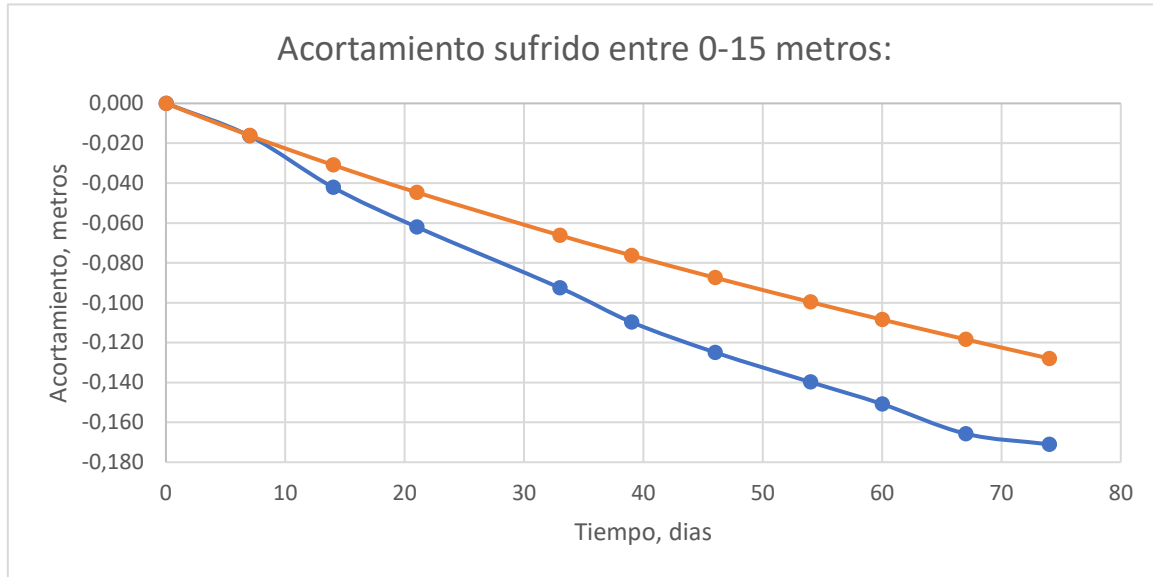


Ilustración 46: Acortamientos medidos y calculados analíticamente de los estratos entre 0-15 metros. Parámetros ajustados.

El cambio más significativo lo obtenemos en la ilustración 46. Con el aumento de los coeficientes de compresión y de consolidación en los niveles correspondientes, hemos conseguido aumentar el asiento analítico. Ahora tenemos una diferencia entre el asiento medido por el extensómetro de varillas y el modelo analítico de 4.3 centímetros.

5.2.- MODELO NUMÉRICO:

El ajuste de parámetros en el modelo analítico nos ha permitido la mejora de los resultados del modelo numérico. Para este modelo se han utilizado los parámetros geotécnicos ya mencionados en la tabla 31 del apartado 4.2.2.3 y que se muestra a continuación:

	Q1A	Q1B	Q3	Q2A	Q3	T1-T2
Profundidad, m	0-3	3-5	5-7	7-11	11-13	13-21,5
Modelo constitutivo	CCM	CCM	CCM	MC	CCM	MC
Tipo	No drenado	No drenado	No drenado	Drenado	No drenado	Drenado
Densidad seca (kN/m ³)	19,50	19,50	17,40	18,50	17,40	20,00
Densidad aparente (kN/m ³)	19,50	19,50	17,40	18,50	17,40	20,00
Coef.Consolidación vertical,Cv (cm ² /seg)	0,000210	0,000210	0,000210	-	0,000260	-
Coef.Consolidación vertical,Cv (m ² /día)	0,001814	0,001814	0,001814	-	0,002246	-
Coef. Compresión, Cc	0,35	0,35	0,472	-	0,472	-
Coef. Retracción, Cs	0,0246	0,0246	0,055	-	0,055	-
Indice de poros inicial e0	1,051	1,051	1,13	-	1,13	-
λ (Cc/ln(10))	0,152	0,152	0,205	-	0,205	-
K (Cs/ln(10))	0,0107	0,0107	0,0239	-	0,0239	-
M	0,856	0,772	0,772	-	0,772	-
Cohesión efectiva (kN/m ²)	15	9	6	5	6	15
Ángulo de rozamiento interno (°)	22	20	20	29	20	34
Ángulo de dilatancia (°)	0	0	0	0	0	4
Tensión efectiva a mitad del estrato (kN/m ²)	14,25	38	54,9	79,3	103,7	153,6
Módulo de deformación edométrico a mitad del estrato (kN/m ²)	192,41	513,09	570,85	-	1078,27	-
Módulo de deformación elástico (kN/m ²)	-	-	-	2100	-	20800
Coef. de Poisson	0,35	0,35	0,35	0,3	0,35	0,3
Permeabilidad vertical kv (m/día)	9,43E-05	3,54E-05	3,18E-05	3,50E-04	2,08E-05	5,00E-02
Permeabilidad horizontal kh (m/día)	1,82E-04	9,78E-06	4,32E-04	2,55E-03	4,32E-04	2,00E-01

Tabla 35: Resumen de parámetros geotécnicos empleados en el modelo numérico.

La explicación de cómo se han obtenido estos parámetros se muestra en el apartado 4.2.2.3.

5.2.1.- Resultados del modelo numérico:

5.2.1.1.- Línea continua de asientos:

5.2.1.1.1.- Asientos en función del tiempo en superficie:

En este apartado mostraremos la evolución de los asientos en función del tiempo, comparando los resultados arrojados por la línea continua de asientos (LCA) con los métodos analítico y numérico.

Situación del punto	Fin construcción terraplén	Fin auscultación de datos con L.C.A
Superficie. Eje central del terraplén	14/03/2009	14/10/2009

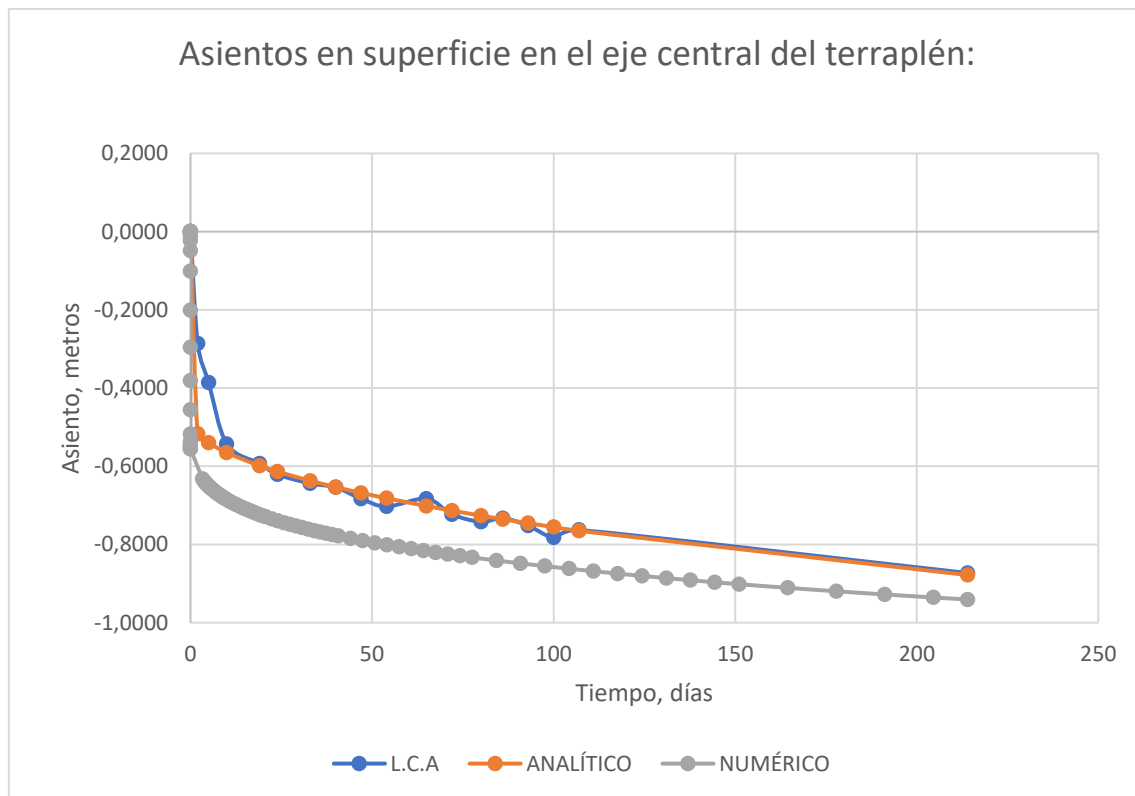


Ilustración 47: Asientos en superficie medidos y calculados analítica y numéricamente en el centro del terraplén.

El modelo numérico utilizado con el programa Plaxis 2D (Mohr-Coulomb para las arenas y Cam-Clay Modificado para las arcillas blandas) sobredimensiona los asientos (ver ilustración 47). Esto puede ser debido, entre otras cosas a como se aplica la carga que simula la construcción del terraplén (se aplica de una sola vez y o por fases o capas de menor espesor). Sin embargo, con este modelo nos quedamos del lado de la seguridad.

5.2.1.1.2.- Cuenco de asientos en superficie:

A continuación, se muestran en las ilustraciones 48, 49 y 50 los resultados del cálculo de asientos en superficie a lo largo de un eje transversal al terraplén en estudio (ese eje sigue la localización de la L.C.A que estamos comparando). Los puntos extraídos de los modelos analíticos corresponden a puntos en superficie separados 0, 2, 5, 7 y 10 metros del eje central del terraplén. Hemos escogido como muestras varias fechas, correspondientes a estados iniciales, medios y finales del proceso de asentamiento del terraplén:

Grafica:	Fin construcción terraplén	Fecha extracción de la gráfica
1	14/03/2009	30/04/2009
2	14/03/2009	23/06/2009
3	14/03/2009	14/10/2009

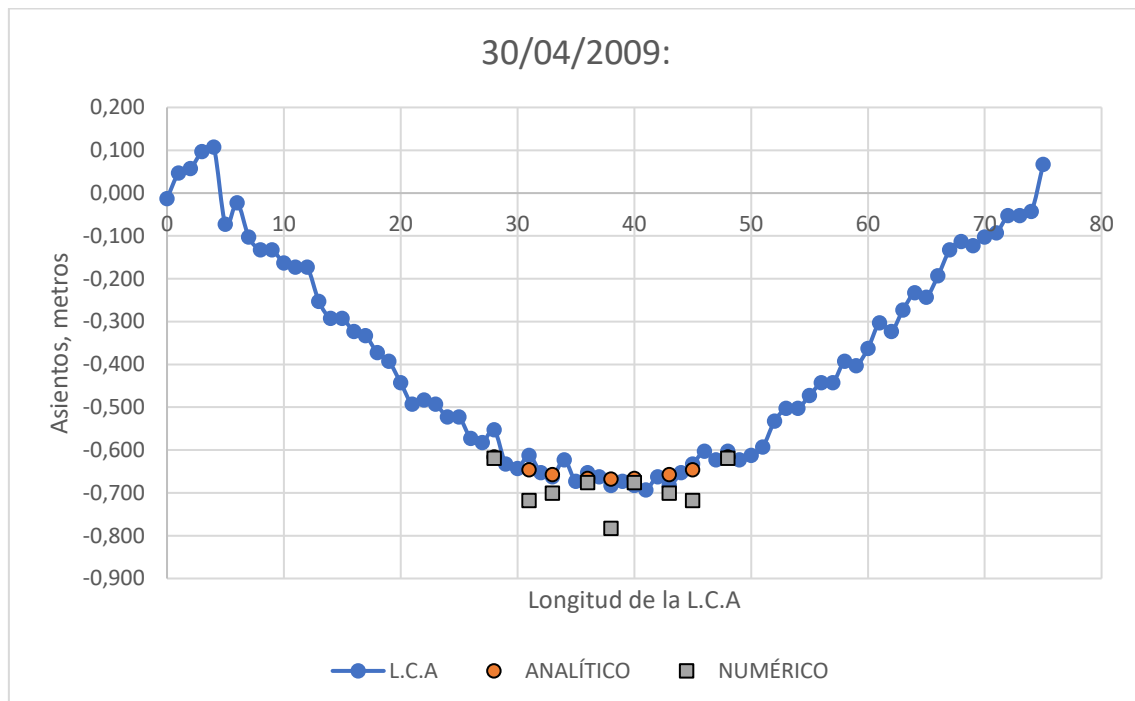


Ilustración 48: Cuenco de asientos en superficie. Asientos medidos y calculados analítica y numéricamente. 30/04/2009.

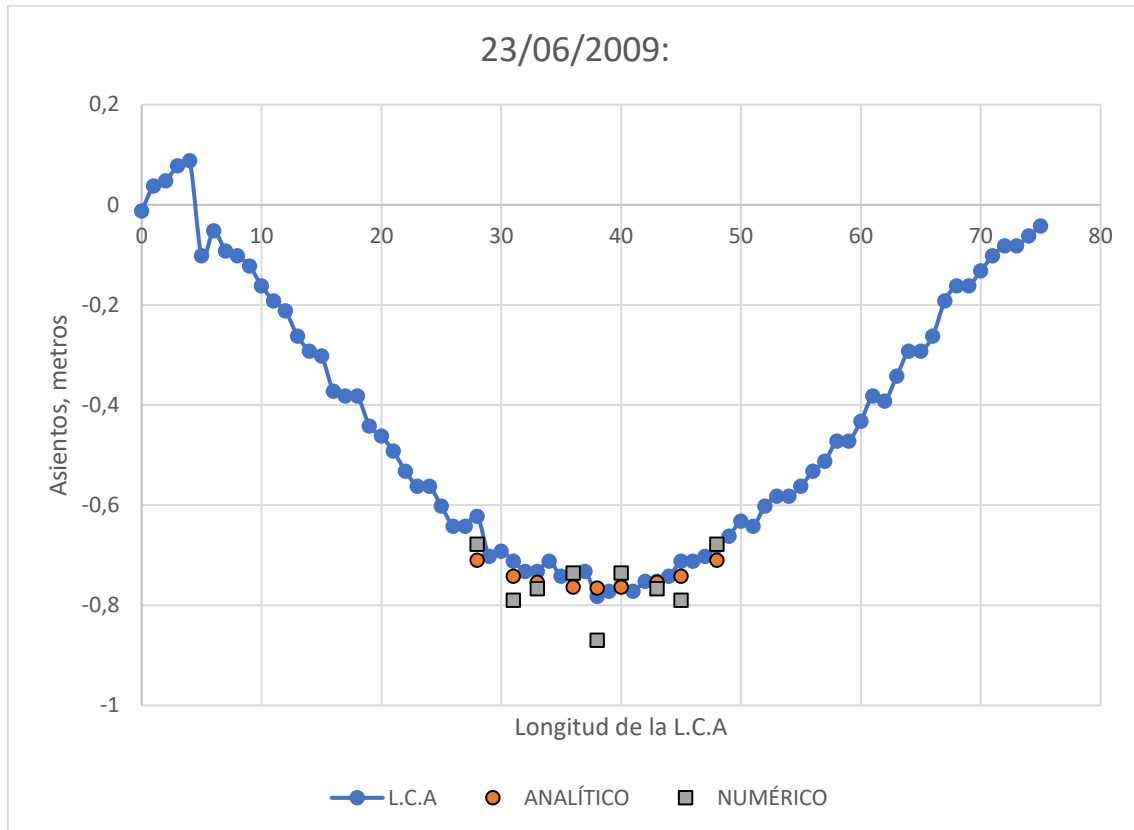


Ilustración 49:Cuenco de asientos en superficie. Asientos medidos y calculados analítica y numéricamente. 23/06/2009.

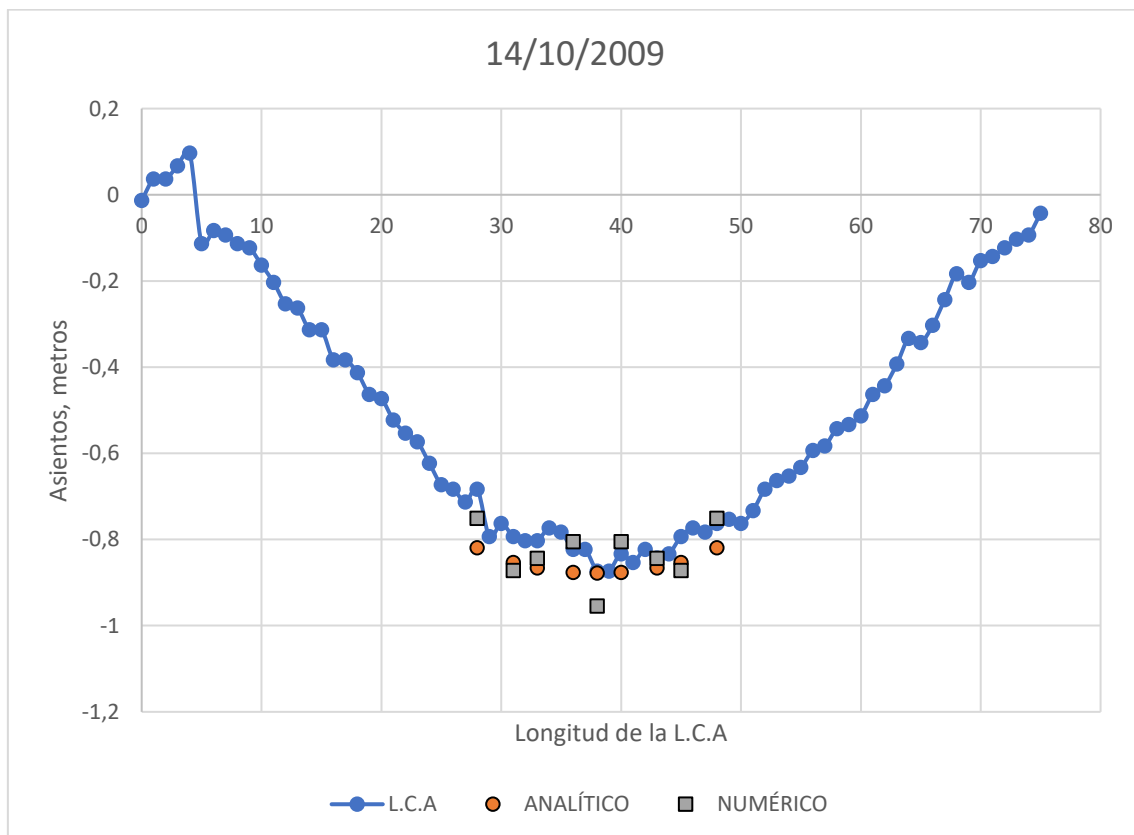


Ilustración 50:Cuenco de asientos en superficie. Asientos medidos y calculados analítica y numéricamente. 14/10/2009.

De las tres ilustraciones (48, 49 y 50) concluimos que tanto el modelo numérico (puntos en azul) como el modelo analítico (puntos en naranja) se ajustan bastante bien (y siempre de lado de la seguridad) con el comportamiento del terreno medido por la línea continua de asiento.

5.2.1.2.- Extensómetros de varilla:

Los acortamientos del terreno en función del tiempo de los estratos comprendidos entre las profundidades 0-5 metros, 0-10 metros y 0-15 metros son los que se muestran en las siguientes ilustraciones.

El acortamiento de las capas comprendidas entre 0-5 metros en función del tiempo, desde el instante de colocación hasta la última fecha de auscultación con el extensómetro de varilla es el siguiente:

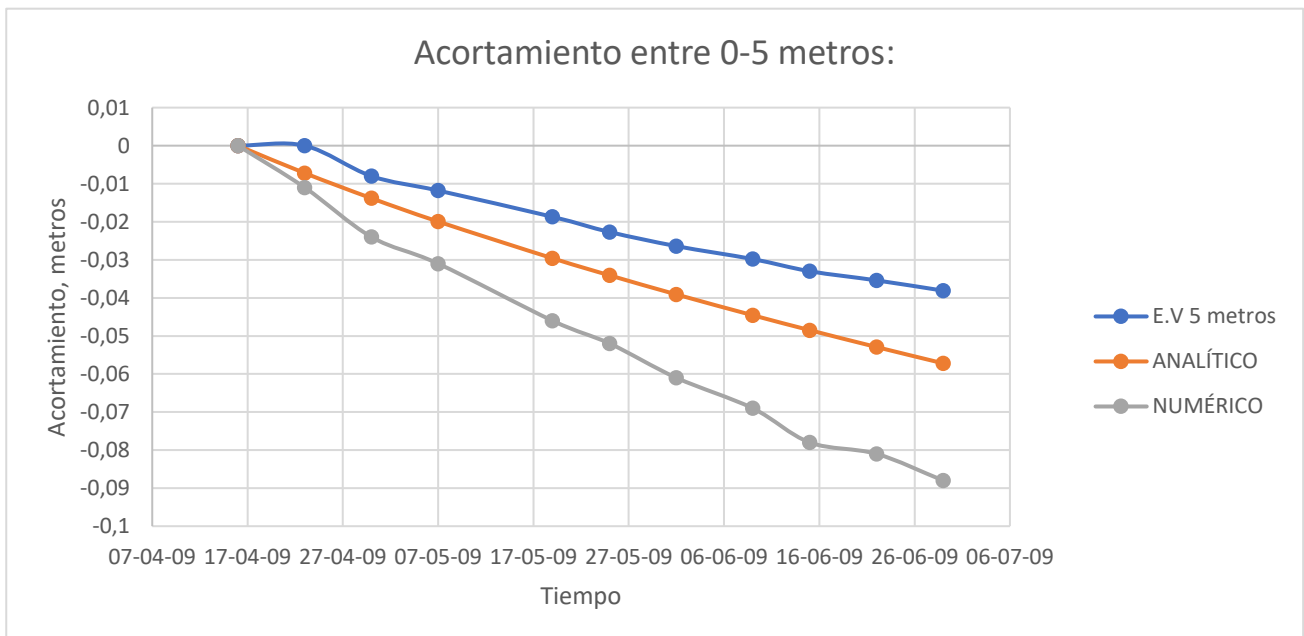


Ilustración 51: Acortamientos medidos y calculados analítica y numéricamente de los estratos entre 0-5 metros.

En la ilustración 51 se observa como el modelo numérico da acortamientos del tramo comprendido entre 0-5 metros mayores que los medidos por el extensómetro de varillas y que el modelo analítico. Sin embargo, esta variación es pequeña y siempre del lado de la seguridad.

El acortamiento de las capas comprendidas entre 0-10 metros en función del tiempo, desde el instante de colocación del extensómetro de varillas hasta la última fecha de auscultación con este instrumento es el siguiente:

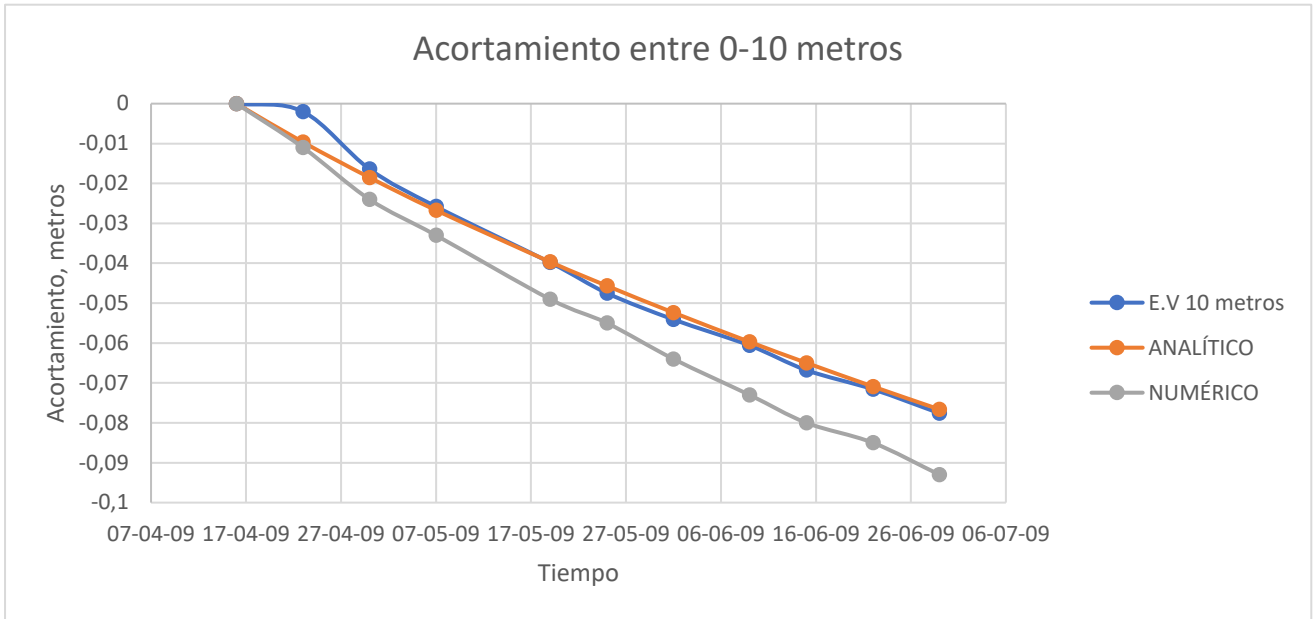


Ilustración 52: Acortamientos medidos y calculados analítica y numéricamente de los estratos entre 0-10 metros.

Se puede ver en la ilustración 52 que al igual que el modelo analítico, el modelo numérico modeliza bastante bien los acortamientos entre 0-10 metros de profundidad. El acortamiento de las capas comprendidas entre 0-15 metros en función del tiempo, desde el instante de colocación del extensómetro de varillas hasta la última fecha de auscultación con este instrumento es el siguiente:

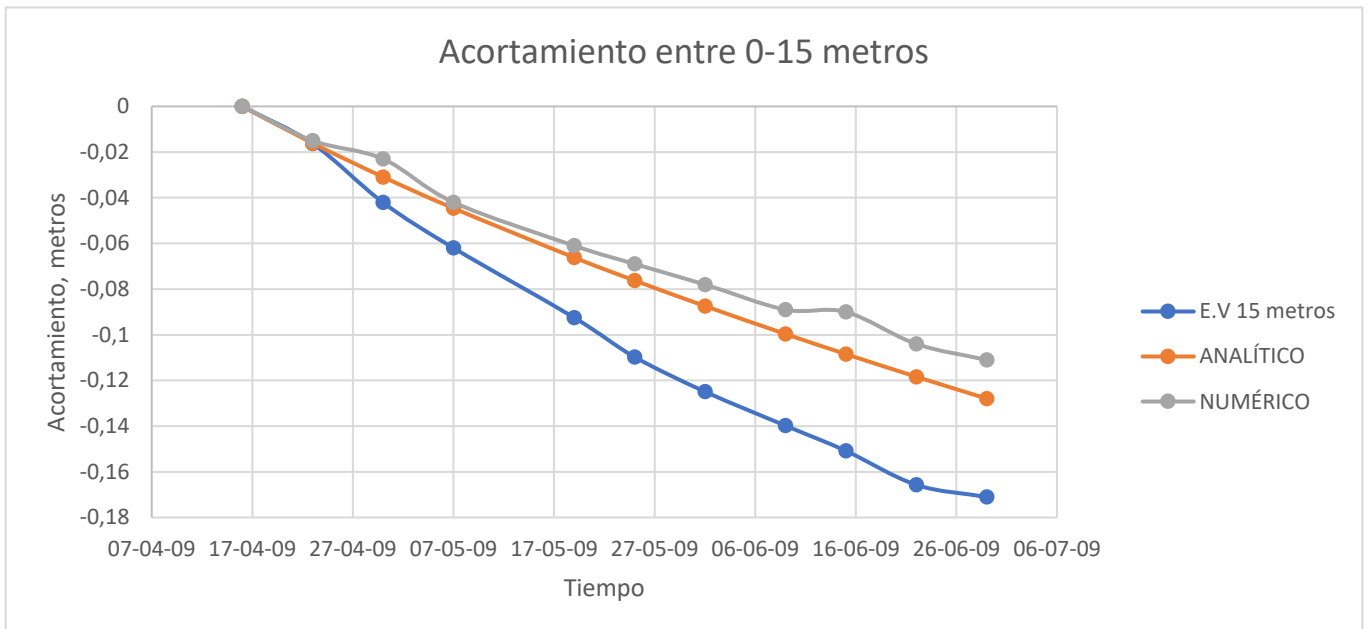


Ilustración 53: Acortamientos medidos y calculados analítica y numéricamente de los estratos entre 0-15 metros.

Por último, en la ilustración 53, el modelo numérico al igual que el analítico, infravalora el acortamiento de las capas comprendidas entre 0-15 metros. Esto se explica, además de por el fallo en las medidas del extensómetro de varillas comentado en el apartado 5.1, por procesos de consolidación secundaria que ambos modelos no representan, etc.

6.- DISEÑO Y ANÁLISIS DE LA IMPLANTACIÓN DE UNA POSIBLE MEJORA MEDIANTE COLUMNAS DE GRAVA:

Este apartado surge a partir de la necesidad de mejorar la resistencia, aumentar la velocidad de disipación de las presiones intersticiales en exceso provocadas por el terraplén y reducir los asentos inducidos por el terraplén en el terreno blando que estamos estudiando.

Como comentamos en capítulos anteriores, se opta por un diseño de mejora del terreno mediante la inclusión de columnas de grava por las siguientes razones: elevados asentos provocados por el terraplén, escasa resistencia del terreno y baja permeabilidad de las arcillas blandas.

6.1.- DISEÑO DEL SISTEMA DE COLUMNAS DE GRAVA. MÉTODO DE PRIEBE:

Consideraremos la misma estratigrafía que la utilizada en el modelo analítico de cálculo de asentos, con las mismas características. Debido a la elevada resistencia del último nivel (5) consideraremos que las columnas de grava se apoyan sobre este estrato. Por lo tanto, la longitud de las columnas de grava será 13 metros (ver ilustración 54).

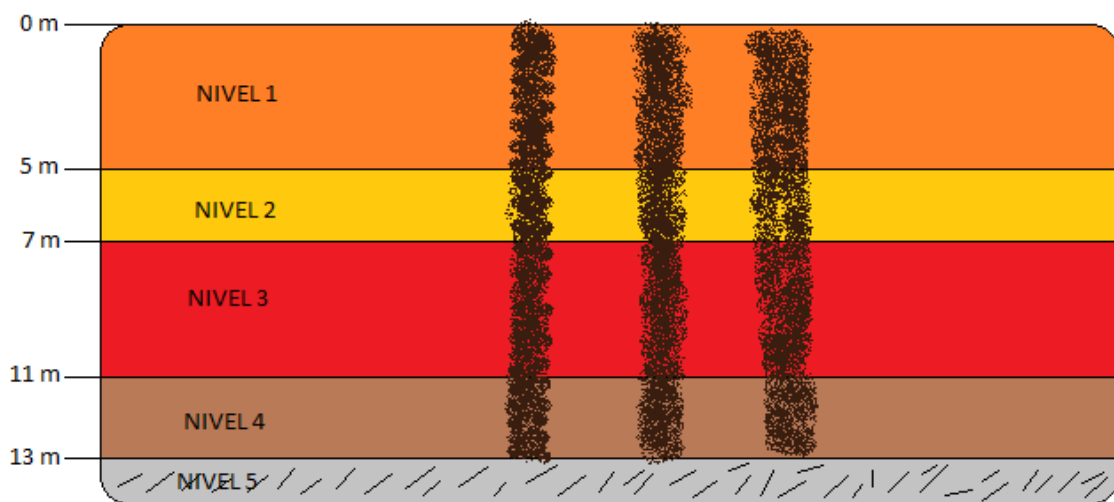


Ilustración 54: Discretización del terreno para el diseño de las columnas de grava.

Los parámetros a utilizar en los cálculos se muestra en la tabla 36:

	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	Nivel 4	Nivel 5
Profundidad, m	0-5	5-7	7-11	11-13	13-21,5
Densidad aparente (kN/m ³)	19,5	17,4	18,5	17,4	20
Módulo de deformación edométrico (kN/m ²)	2.750	1.000	2.450	1.000	28.000
Módulo de deformación elástico (kN/m ²)	1.713	623	2.100	623	20.800
Coef. de Poisson	0,35	0,35	0,30	0,35	0,30
Coef. Compresión, Cc	0,35	0,472	-	0,472	-
Coef. Retracción, Cs	0,0246	0,055	-	0,055	-
Índice de poros inicial e0	1,051	1,13	-	1,13	-
Coef.Consolidación vertical,Cv (cm ² /seg)	2,10E-04	2,10E-04	-	2.6E-04	-
Coef.Consolidación vertical,Cv (m ² /día)	1,81E-03	1,81E-03	-	2,25E-03	-

Tabla 36: Resumen de los parámetros geotécnicos para el modelo analítico.

El nivel freático se encuentra en superficie (consideramos $\gamma_w=10\text{kPa}$).

De acuerdo a diseños de columnas en terrenos blandos con similares parámetros, las características de las columnas de grava empleadas son las siguientes:

- Diámetro de las columnas de grava: $D_c= 0.8$ metros
- Peso específico de las gravas: $\gamma_c= 18 \text{ kN/m}^3$
- Ángulo de rozamiento interno de las gravas: $\phi_c= 40^\circ$
- Separación entre columnas de grava: $s=1.5$ metros

Para estimar el asiento que se producirá en el terreno recurriremos al factor de mejora:

$$n = \frac{s}{s_c} = \frac{\sigma}{\sigma_s}$$

Por lo que para obtener el asiento con la mejora de las columnas de gravas, s_c , necesitamos calcular el asiento que se produciría sin la mejora, s , y el valor del factor de mejora, n .

Asiento total sin mejora:

En primer lugar, se calcula el valor del asiento de los niveles 1, 2, 3 y 4 antes de las mejoras. La sobrecarga aplicada por el terraplén es igual a la altura (11 metros) por el peso específico de los materiales que forman parte del terraplén (20 kPa): $\Delta P=220 \text{ kPa}$.

- Nivel 1 (nivel arcilloso):

El asiento final de este nivel se calcula como:

$$s1 = \frac{H}{1 + e_0} * C_c * \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_o}$$

σ'_o = Tensión efectiva inicial del nivel a mitad del estrato:

$$\sigma'_o = 2.5 * (19.5 - 10) = 23.75 \text{ kPa}$$

σ'_f = Tensión efectiva final del nivel a mitad del estrato:

$$\sigma'_f = 2.5 * (19.5 - 10) + \Delta P = 243.75 \text{ kPa}$$

$C_c = 0.35$

$e_o = 1.051$

$H = 5$ metros

Con lo que el valor del asiento total del primer estrato es igual a $s1 = 0.862$ metros.

- Nivel 2 (nivel arcilloso):

El asiento final de este nivel se calcula como:

$$s2 = \frac{H}{1 + e_0} * C_c * \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_o}$$

σ'_o = Tensión efectiva inicial del nivel a mitad del estrato:

$$\sigma'_o = 5 * (19.5 - 10) + 1 * (17.4 - 10) = 54.9 \text{ kPa}$$

σ'_f = Tensión efectiva final del nivel a mitad del estrato:

$$\sigma'_f = 54.9 + \Delta P = 274.9 \text{ kPa}$$

$C_c = 0.472$

$e_o = 1.13$

H= 2 metros

Con lo que el valor del asiento total del segundo estrato es igual a $s_2 = 0.31$ metros.

- Nivel 3 (nivel arenoso):

El asiento instantáneo de este nivel se calcula como:

$$s_3 = \frac{H * \Delta P}{E}$$

H= 4 metros

$\Delta P = 220$ kPa

E= 2100 kPa

Por lo que el valor del asiento del tercer estrato es igual a $s_3 = 0.419$ metros.

- Nivel 5 (nivel arcilloso):

El asiento final de este nivel se calcula como:

$$s_4 = \frac{H}{1 + e_0} * C_c * \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_0}$$

σ'_0 = Tensión efectiva inicial del nivel a mitad del estrato:

$$\sigma'_0 = 5 * (19.5 - 10) + 2 * (17.4 - 10) + 4 * (18.5 - 10) + 1 * (17.4 - 10) = 104 \text{ kPa}$$

σ'_f = Tensión efectiva final del nivel a mitad del estrato:

$$\sigma'_f = 104 + \Delta P = 324 \text{ kPa}$$

$C_c = 0.472$

$e_0 = 1.13$

H= 2 metros

Con lo que el valor del asiento total del quinto estrato es igual a $s_4 = 0.22$ metros.

Por lo que el asiento total de los niveles 1, 2, 3 y 4, $s=s_1+s_2+s_3+s_4=0.862+0.31+0.419+0.22=1.81$ metros.

Asiento total con mejora:

Se considerará una distribución de columnas en planta al tresbolillo, con una separación entre columnas de grava de 1.5 metros:

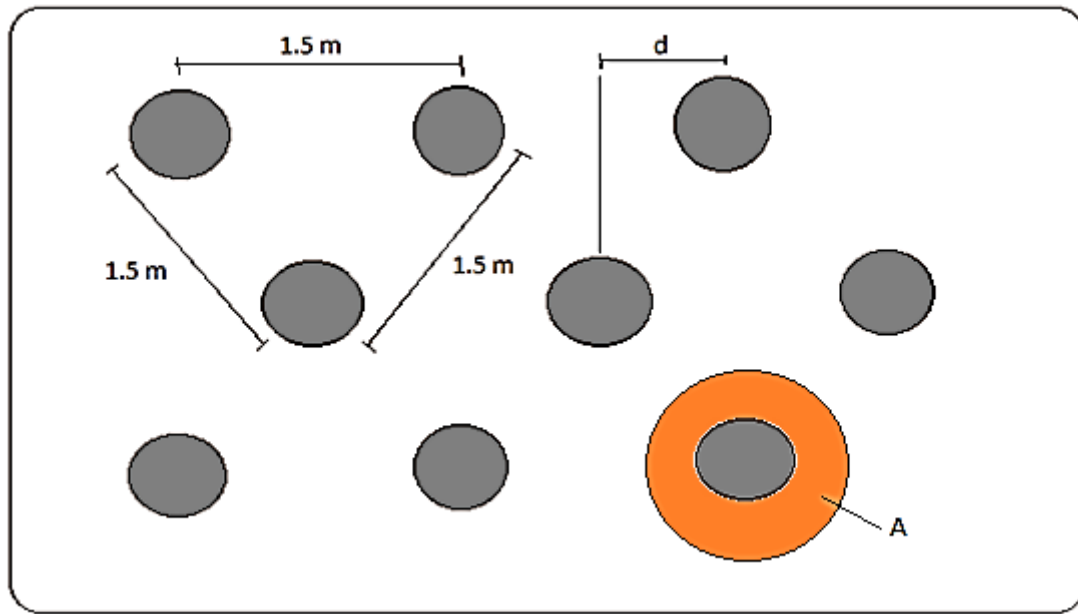
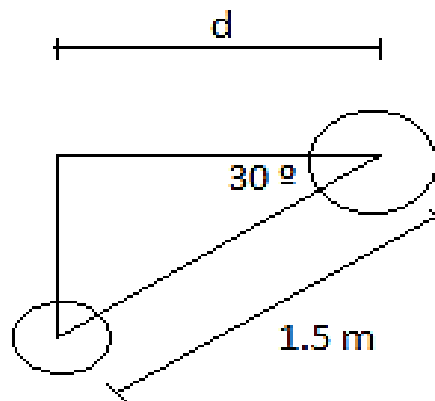


Ilustración 55: Esquema de la malla de columnas de grava al tresbolillo planteada.



El área de influencia, A, de las columnas de grava según FHWA, 1999, la podemos calcular con el diámetro, D_e , que es el diámetro del área de influencia de la columna de gravas:

$$D_e = 1.05 * s = 1.05 * 1.5 = 1.575 \text{ metros}$$

$$A = \frac{\pi * D_e^2}{4} = 1.95 m^2$$

El factor de mejora, n , se obtiene a partir de la relación:

$$n = 1 + \frac{Ac}{A} * \left(\frac{0.5 + f}{K_{ac} * f} - 1 \right)$$

donde:

Ac = área de la columna de grava:

$$Ac = \frac{\pi * 0.8^2}{4} = 0.5 \text{ m}^2$$

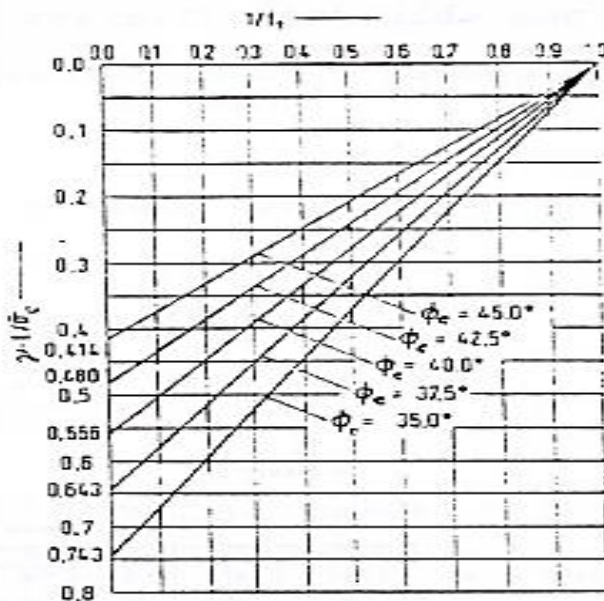
$$K_{ac} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_c}{2} \right) = 0.217$$

$$f = \frac{1-v^2}{1-v-2*v^2} * \frac{(1-2*v)*(1-\frac{Ac}{A})}{1-2*v+\frac{Ac}{A}} \text{ Con } v=0.35, f=0.87$$

Incluyendo estos resultados en la ecuación $n = 1 + \frac{Ac}{A} * \left(\frac{0.5+f}{K_{ac}*f} - 1 \right)$ se obtiene $n=2.6$, por lo que el asiento del terreno aplicando la técnica de columnas de grava como mejora del terreno es:

$$s_c = \frac{s}{n} = \frac{1.81}{2.6} = 0.696 \text{ metros}$$

Este valor, según Priebe es muy conservador, por lo que se corregirá multiplicando por el valor $1/f_t$ que se obtiene de la gráfica:



$$s_c = \frac{s}{n} \cdot \frac{1}{f_t}$$

Ilustración 56: Tabla para la obtención del parámetro $1/f_t$. Mejora de terrenos. Obras geotécnicas. Universidad de Sevilla.

En esta gráfica se entra con los valores:

$$\phi_c = 40^\circ$$

$$\gamma = \gamma' = (19.5 - 10) = 9.5 \text{ kN/m}^3$$

$$t = \text{mitad de la capa} = 13/2 = 6.5 \text{ metros}$$

σ_c = tensión en la columna de grava. Se obtiene de la relación:

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_s} = \frac{\frac{1}{2} + f}{K_{ac} * f}$$

Es necesario el valor de σ_s , que se obtiene de la ecuación:

$$n = \frac{\sigma}{\sigma_s} = 1 + \frac{Ac}{A} * \left(\frac{0.5 + f}{K_{ac} * f} - 1 \right) = 2.6$$

Introduciendo los valores:

$$\sigma_s = \frac{220}{2.6} = 84.61 \text{ kPa}$$

$$\sigma_c = 613.99 \text{ kPa}$$

El coeficiente que se necesita en el gráfico es:

$$\frac{\gamma' * t}{\sigma_c} = \frac{9.5 * 6.5}{613.99} = 0.1$$

Entrando en la ilustración 56 con el valor de 0.1 y $\phi_c = 40^\circ$, obtenemos $1/ft = 0.92$, por lo que el asiento con la mejora de columnas de gravas considerando la reducción de Priebe es de $S_c = 0.696 * 0.92 = 0.64$ metros.

6.2.- INCLUSIÓN DE LA MEJORA DE COLUMNAS DE GRAVA EN EL MODELO NUMÉRICO. EXTRACCIÓN DE RESULTADOS:

Una vez diseñado el sistema de mejora del terreno mediante columnas de grava se procede a la inclusión de este diseño en el modelo numérico desarrollado a lo largo de este TFG. En este modelo introducimos la geometría y características resistentes de la columna de grava. La tabla 37 recoge esos datos:

Columnas de grava	
Longitud de las columnas, m	13
Diámetro de las columnas de grava, m	0.8
Separación entre columnas de grava, m	1.5
Modelo constitutivo empleado	Mohr-Coulomb. Drenado
Peso específico, kN/m ³	22.5
Permeabilidad horizontal y vertical, m/día	0.01
Módulo de Young, kPa	50000
Coeficiente de Poisson	0.3
Cohesión efectiva, kPa	1
Ángulo de rozamiento interno, °	40
Ángulo de dilatación, °	10

Tabla 37: Tabla propiedades columnas de grava introducidas en el modelo numérico.

Con la inclusión de las columnas de grava en el modelo numérico con los parámetros para las gravas que se indican en la anterior tabla obtenemos que el asiento máximo en superficie que se produciría en el terreno en un punto central del terraplén es de 0.56 metros.

El proceso de asiento del terreno con la mejora de columnas de grava lo podemos comparar con los datos auscultados y los modelos numérico y analítico que no tienen implementada dicha mejora. Todo esto se muestra en la ilustración 57:

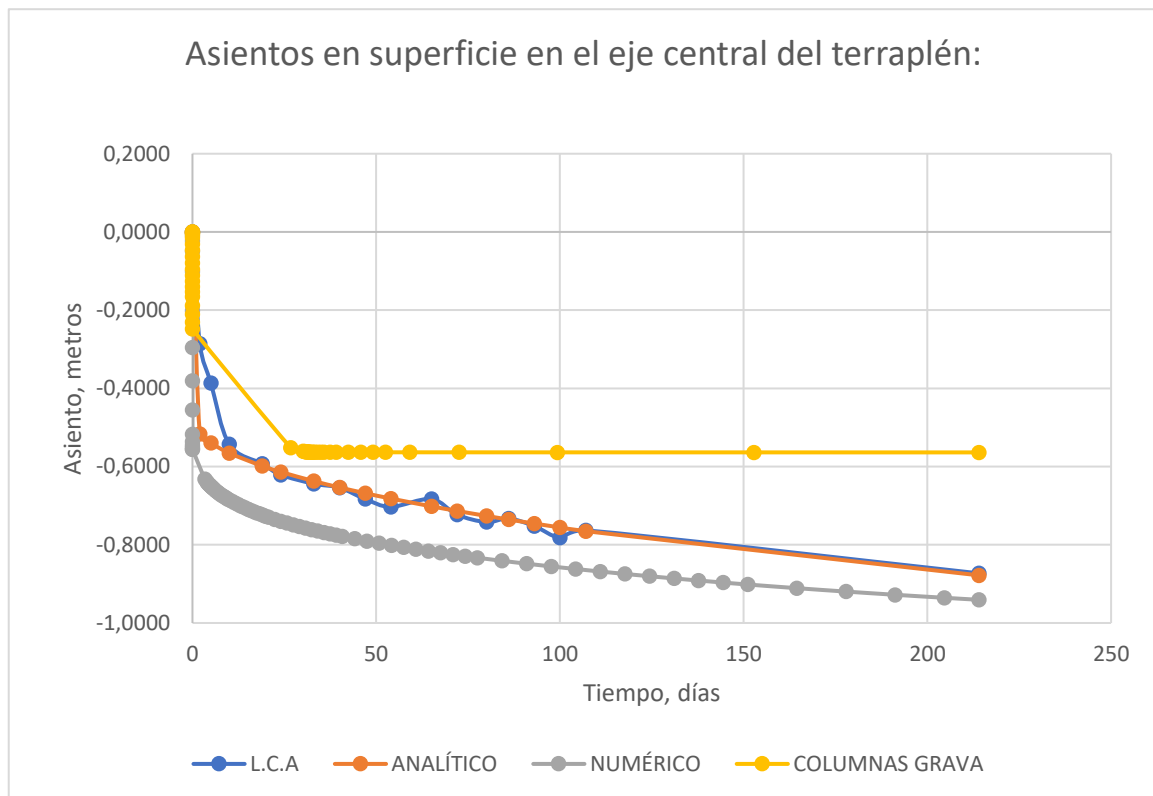


Ilustración 57: Asientos en superficie en función del tiempo medidos, analítico, numéricos sin y con columnas de gravas en el centro del terraplén de prueba.

La ilustración 57 recoge los asientos en superficie en el eje central del terraplén y en función del tiempo. Se observa que con la mejora, además de conseguirse la totalidad del asiento en unos 30 días, se producen asientos totales mucho menores a los calculados y medidos por los elementos de auscultación (línea continua de asientos).

7.- CONCLUSIONES Y DESARROLLO FUTURO:

7.1.- CONCLUSIONES:

A lo largo del desarrollo del presente trabajo final de grado se han ido obteniendo una serie de conclusiones:

Respecto al estado del conocimiento:

- Hoy en día se conocen y aplican teorías que, utilizadas bajo las hipótesis y condiciones adecuadas, pueden simular con garantías el comportamiento real de terrenos blandos o normalmente consolidados.
- Los ensayos in situ, en terrenos blandos suelen aportarnos valores más cercanos a los reales que los valores obtenidos por laboratorio.
- Existe numerosa bibliografía y experiencias que tratan el proceso de modelización de suelos blandos de características similares a las de nuestro proyecto en estudio. Si bien mucha de esta bibliografía es difícil obtener o en ocasiones de interpretar.
- Los terraplenes de prueba (o precargas) son un importante elemento en lo que respecta al estudio de la deformabilidad de los suelos, principalmente blandos o normalmente consolidados. Nos permiten conocer y ajustar los parámetros geotécnicos del terreno. Además, sirven como sistema de mejora que permite acelerar la consolidación del terreno, previamente a la construcción de una estructura en esa zona. Sin embargo, posiblemente sea necesario el empleo de otros sistemas de mejora del terreno, que incrementen la resistencia del suelo, aceleren el tiempo de consolidación o mejoren la deformabilidad de este.

Respecto a la instrumentación:

- Como ya comentó Baró (2007) en su estudio, a pesar de tener terraplenes de prueba muy bien instrumentalizados, existen factores difíciles de evitar, como son la interrupción en la toma de medidas, fallos en la toma de medida o mala instalación de los instrumentos de medida. En un principio se intentó tener como otro objetivo en este trabajo final de grado, la evaluación mediante el modelo numérico de elementos finitos de los movimientos horizontales alrededor del terraplén de prueba, pudiendo comparar estos con los resultados medidos con inclinómetros. Sin embargo, esto no ha sido posible porque según el proyecto, y como se ha podido comprobar con el modelo numérico, existen importantes diferencias en los resultados que pueden estar relacionadas con los comentarios hechos por Baró (2007).

Respecto a los modelos de cálculo:

- La carga que simula el peso del terreno ha sido introducida, tanto en el modelo analítico como en el numérico, como una carga trapezoidal. En ambos modelos se ha comprobado que esta forma de simular la carga es aceptable desde el punto de vista de los asientos obtenidos con estos modelos (en comparación con los resultados medidos por los instrumentos de auscultación).

- El modelo analítico de cálculo generado en el TFG ha resultado ser una herramienta bastante práctica y fiable para un primer acercamiento al comportamiento real del terreno y como un preludio a la generación de un modelo numérico más exacto.
- Tanto el modelo analítico como el numérico de cálculo han desprendido resultados de asientos cercanos a los datos auscultados tanto por la línea continua de asiento como por los extensómetros de varillas. El modelo analítico, en este sentido, es el que mejor se ha adaptado a los datos auscultados. Los resultados obtenidos con el modelo numérico han sido un poco mayores a los medidos. Esto es posiblemente debido a los modelos constitutivos empleados como el Mohr-Coulomb para los estratos arenosos y Cam-Clay Modificado para los terrenos blandos. En el caso de las arenas los módulos se mantienen constantes en el modelo analítico mientras en el modelo numérico dichos módulos dependen del estado de tensiones. En terrenos blandos el modelo analítico no tiene en cuenta los parámetros de resistencia ni las condiciones de descarga del modelo numérico.
- Es importante mencionar el análisis de sensibilidad de los parámetros geotécnicos, clave en este tipo de estudios de deformabilidad del terreno. Por ejemplo, el coeficiente de consolidación vertical, C_v , los módulos de deformación, E , los índices de compresión y retracción, C_c y C_v , los coeficientes de permeabilidad, k_v y k_h , etc, en el TFG han sido objeto de un análisis crítico, a partir de la bibliografía y las experiencias de diversos autores recogidos en el apartado de estado del conocimiento, con el fin de ajustar su valor a la realidad del terreno.

Respecto a la mejora con columnas de grava:

- Las columnas de grava diseñadas en el TFG han sido calculadas según el método de Priebe, y posteriormente introducidas en el modelo numérico de cálculo de los movimientos del terreno sobre el que se sitúa el terraplén de prueba.
- En el modelo numérico, las columnas de grava han sido introducidas con un modelo Mohr-Coulomb de comportamiento del terreno en estado drenado. Los parámetros geotécnicos introducidos para modelizar las columnas de grava han sido estimados en función de la bibliografía disponible y que nos da un orden de magnitud de estos para materiales.
- Se concluye que, mediante el modelo numérico, los asientos obtenidos son menores que los calculados por el modelo de Priebe. De los resultados obtenidos por ambos modelos se demuestra que la inclusión de columnas de grava en el terreno blando ha dado lugar a una mejora de la resistencia del terreno, que ha traído consigo una importante disminución de los asientos que se generan como consecuencia de la colocación del terraplén. Además, estos asientos se han alcanzado en un periodo de tiempo muy inferior al estimado sin las columnas de grava (consecuencia del carácter drenante de las columnas de grava).

7.2.- ESTUDIOS O DESARROLLOS FUTUROS:

Como posibles vías de desarrollo futuro se plantean:

- Utilización de otros métodos constitutivos para comparar y obtener conclusiones de que modelo podría adaptarse mejor al comportamiento real del terreno multicapa. Una opción podría ser utilizar modelos como el Hardening-Soil, HS, para terrenos arenosos (que mejora el cálculo de la rigidez mediante la inclusión de tres módulos de rigidez distintos, y también tiene en cuenta que las rigideces aumentan con la presión). En suelos arcillosos se podrían utilizar modelos como el Soft-Soil, SS (modelo especialmente indicado para compresión primaria o suelos normalmente consolidados) o el Soft Soil Creep, SSC, (modelo que tiene en cuenta los efectos viscosos de los suelos blandos, como la fluencia, como lo comenta Gündüz (2008) en el capítulo del estado de conocimiento de este TFG.
- Estudiar otros tipos de mejora de terreno, que junto a la precarga (o terraplén de prueba) y las columnas de grava, tengan como objetivo minimizar aún más los asentos en el terreno. Algunos ejemplos de técnicas de mejora de la deformabilidad aplicables a este tipo de terreno, según la ilustración 35 del TFG, podrían ser: sustitución parcial del terreno por uno más resistente y menos deformable, vibración profunda (vibroflotación), compactación dinámica, jet grouting, etc.
- Estudio de posibles métodos de auscultación que nos den datos más fiables del comportamiento del terreno y que se puedan ajustar mejor a los modelos de comportamiento. En el estudio de Baró (2007) ya se llegó a la conclusión en lo que se refiere a asentos, el instrumento más robusto y fiable es la placa de asiento.
- Estudio en el modelo numérico de la evolución de las presiones intersticiales, comparando los resultados con los piezómetros instalados en obra.

8.- BIBLIOGRAFÍA:

- Gündüz, B. (2008). Analysis of settlements of test embankments during 50 years-a comparison between field measurements and numerical analysis. Master's dissertation.
- Axelsson, K. (2005). Introduktion till JORDMEKANIKEN jämte jordmatierallära. Luleå: Luleå University of Technology, Geotechnical department.
- Bergdahl, U, Ottosson, E, Malmborg, B. S. (1993). Plattgrundläggning. Solna, Sweden: Svensk byggtjänst.
- Westerberg, B. (1999). Behaviour and modeling of a natural soft clay: Triaxial testing, constitutive relations and finite element modelling. Luleå: Luleå University of Technology, Doctoral thesis 1999:13.
- Johansson, L. (2008). Lars Johansson, Geotechnical Engineering, Infrastructure & Urban Planning, Ramböll, Malmö.
- Larsson, R. (2007). Långtidsobservationer av konsolideringsprocesser. Resultat från mer än 50 års uppföljningar av provbankar på lös lera i Sverige. Linköping: Swedish Geotechnical Institute, Rapport Nr. 70.
- Balasubramaniam, A. S., Cai, H., Zhu, D., Surarak, C., & Oh, E. Y. N. (2010). Settlement of embankments in soft soils. *Geotechnical Engineering*, 41(1), 61.
- Tomás, R.; Cuenca, A.; Delgado, J.; Doménech, C. Auscultación de terraplenes mediante línea continua de asientos en la Vega Baja del Segura (Alicante). Comparación con los asientos previstos. *Carreteras*, 124, 50-59, 2002.
- Zhu, G., Yin, J. H., & Graham, J. (2001). Consolidation modelling of soils under the test embankment at Chek Lap Kok International Airport in Hong Kong using a simplified finite element method. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(2), 349-363.
- Marchetti, S., Monaco, P., Calabrese, M., & Totani, G. (2004). DMT-predicted vs measured settlements under a full-scale instrumented embankment at Treporti (Venice, Italy).
- Duncan, J.M. & Buchigani, A.L. 1976. An Engineering Manual for Settlement Studies. Dept. of C.E., University of California, Berkeley.
- Poulos, H.G. & Davis, E.H. 1974. Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics. John Wiley & Sons.
- Balasubramaniam, A. S., Huang, M., Bolton, M., Oh, E. Y. N., Bergado, D. T., & Phienweij, N. (2007). Interpretation and analysis of test embankments in soft clays with and without ground improvement. *GEOTECHNICAL ENGINEERING*, 38(3), 235.
- Larsson, R., Bengtsson, P. E., & Eriksson, L. (1997). Prediction of settlements of embankments on soft, fine-grained soils: calculation of settlements and their course with time. SGI.

- Poulos, H. G., Lee, C. Y., & Small, J. C. (1991). Predicted and observed behaviour of a test embankment on Malaysian soft clays. AUSTRALIAN GEOMECHANICS, (20).
- Poulos, H.G. Settlement of Isolated Foundations. Sidney, 1975.
- Enriquez, A.S. Inverse Analysis of settlement Data on Improved Soft Clays by Test Embankments and laboratory Model Test. Master's Thesis, AIT, 1989.
- Lambe, T.W, and Whitman, R.V. Soil Mechanics. Wiley, New York, 1969.
- Muir Wood, D. (1990). *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. Nueva York, EE.UU.: Cambridge University Press.
- Baró López, L. (2007). Cálculo de asientos mediante ensayos "in situ". Aplicación a la nueva área terminal del Prat.
- Bowles, J.E (1988). "Foundation analysis and design", by Mc Graw-Hill book Company.
- Código Técnico de la edificación.
- Guía de cimentaciones en obra de carretera. Ministerio de Fomento. Dirección general de carreteras. Gobierno de España.
- Webb, D.L (1970). Settlement of structures on deep alluvial Sandy sediments in Durban, South Africa. In situ investigations in soil and rocks, Proc. Of Conf. Organised by the Brit. Geotechn. Soc. in London, 1969.
- Tema 'Compresibilidad de los suelos'. Apuntes de la asignatura 'Mecánica de suelos y rocas'. Universidad de Sevilla.
- Tema 'Mejoras del terreno'. Apuntes de 'Obras geotécnicas'. Universidad de Sevilla
- Ingeniería geológica. Luis Gonzalez de Vallejo et al (2002)
- Mecánica de suelos tomos I y II. Juarez Badillo et al (2005)
- Escario, V., Hinojosa, J.A. y Rocci, S (1989)- Terraplenes y pedraplenes. Monografía M.O.P.U.

ANEXOS:

ANEXO 1: TABLA RESUMEN ENSAYOS LABORATORIO.

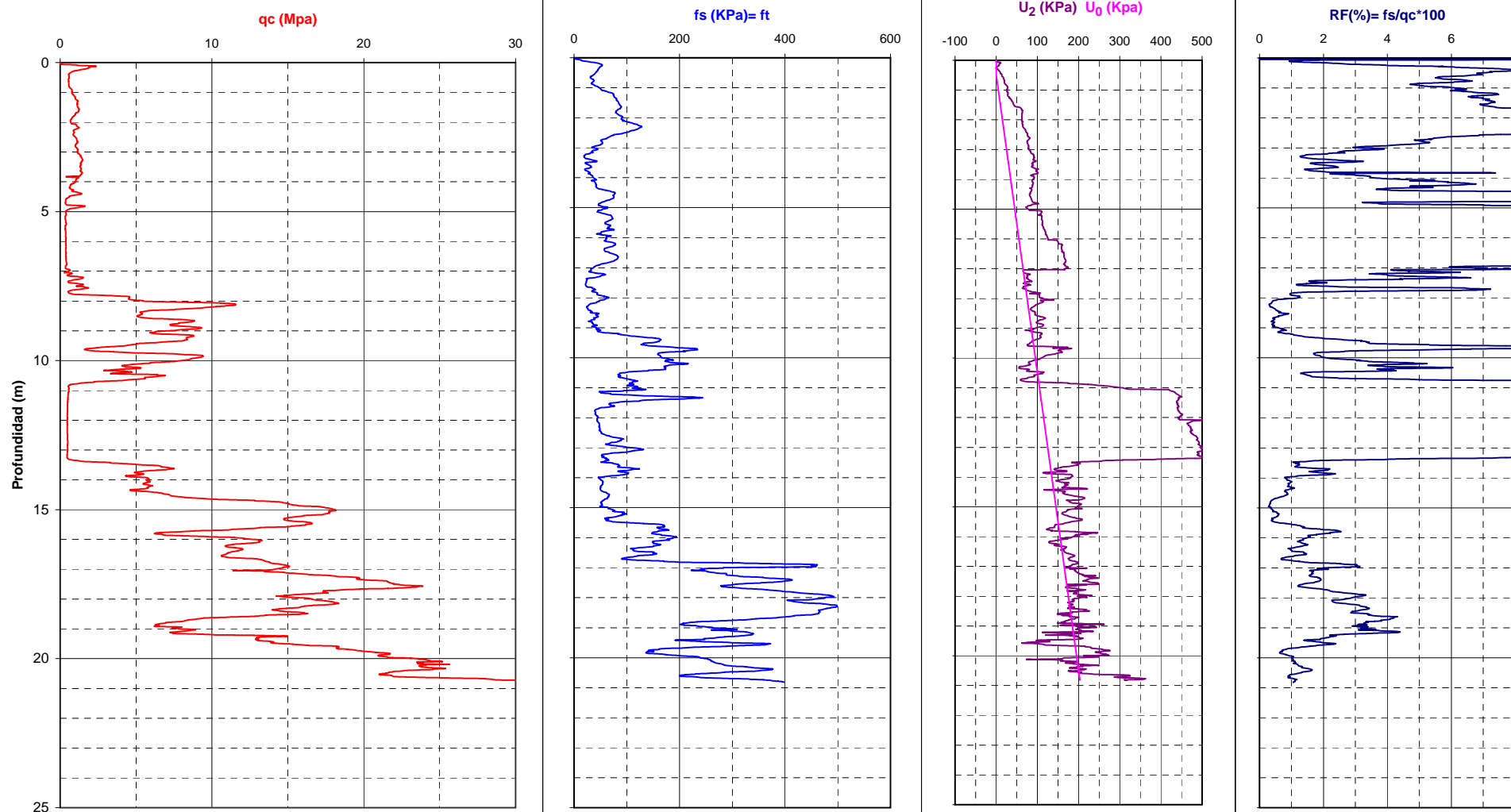
		PROFUNDIDADES				GRANULOMETRÍA					LÍMITES DE ATTERBERG			CLASIFICACIONES		HUMEDAD Y DENSIDAD		C.SIMPLE			EDÓMETRO				CORTE DIRECTO			TRIAXIAL U.U		ENSAYOS QUÍMICOS		
Nº	REC.	P1	P2	P	UNIDAD	#20	#5	#2	#0.4	#0.075	LL	LP	IP	FINOS	USCS	w (%)	y _s (U/m³)	Def %	q _c (kg/cm²)	e _s	Cc	Cs	Ph	c' (kp/cm²)	FF'	c' (kp/cm²)	FF'	M.O.(%)	SO ₄ (%)	A.B.G		
1	S-1	1.50	2.10	1.80	Q1A	100.0	99.2	97.8	95.4	47.0	31.9	15	16.9	CL	SC	17.7	1.8	10.7	1.6													
2	S-1	4.00	4.60	4.30	Q4	100.0	99.3	99.1	98.6	92.2	65.3	18.4	46.9	CH	CH	25.7	1.56			0.698	0.1973	0.0235	32.64							185		
3	S-1	10.00	10.60	10.30	Q2B	100.0	99.4	98.3	93.9	48.4	27.4	16.3	11.1	CL	SC	18.3	1.76	1.7	0.3	0.630	0.0444	0.0118	29.08									
4	S-1	13.50	14.10	13.80	Q2B	100.0	99.8	99.1	97.1	83.7	49.7	19.3	30.4	CL	CL																	
5	S-1	16.60	17.20	16.90	T2	100.0	99.8	99.5	81.1	7.0	0	0	0.0	ML	SM																	
6	S-2	1.50	2.10	1.80	Q1A	100.0	98.9	97.5	95.7	81.1	47	20.1	26.9	CL	CL	18.6	1.76	14.3	2.2	0.559	0.1711	0.0184	34.11							249		
7	S-2	4.00	4.60	4.30	Q4	100.0	100.0	100.0	98.9	34.9	0	0	0.0	ML	SM																	
8	S-2	9.00	9.60	9.30	Q3	100.0	99.6	98.4	97.2	82.6	36.3	17.2	19.1	CL	CL																	
9	S-2	12.00	12.60	12.30	Q4	100.0	100.0	98.6	78.8	38.0	32.6	15.1	17.5	CL	SC	17.2	1.8	4.1	0.6	0.543	0.1549	0.0461	15.23									
10	S-2	12.90	13.20	13.05	Q4	100.0	100.0	99.6	92.9	83.1	47.0	15.7	31.3	CL	CL	17.2	1.8	15.4	2.6													
11	S-2	15.00	15.60	15.30	Q2B	100.0	100.0	99.9	95.4	26.7	0	0	0.0	ML	SM																	
12	S-2	18.00	18.60	18.30	Q4	100.0	100.0	99.2	55.3	3.9	0	0	0.0	ML	SP																	
13	S-2	21.00	21.60	21.30	Q2B	100.0	99.6	99.0	98.4	85.8	29.8	14.9	14.9	CL	CL																	
14	S-2	24.40	24.70	24.55	Q4	100.0	100.0	99.2	98.5	75.3	31	17	14.0	CL	CL	23.9	1.5	10.1	1.1													
15	S-3	1.50	2.10	1.80	Q1A	100.0	99.1	97.4	96.6	93.7	59.4	18	41.4	CH	CH	26.7	1.6	9.1	1.4											2.03		
16	S-3	4.00	4.60	4.30	Q2A	100.0	100.0	98.9	89.9	28.4	0	0	0.0	ML	SM															1.04		
17	S-3	9.00	9.60	9.30	Q2B	100.0	100.0	97.5	87.9	33.5	0	0	0.0	ML	SM																	
18	S-3	12.00	12.60	12.30	Q3	100.0	100.0	99.6	99.3	98.4	49.1	20.1	29.0	CL	CL	27.0	1.6	8.1	1.1													
19	S-3	15.00	15.60	15.30	Q4	100.0	100.0	99.5	99.1	52.2	32	16.5	15.5	CL	CL	24.0	1.6	9.8	0.8													
20	S-3	21.00	21.60	21.30	T1	100.0	100	98.6	55.8	10.3	0	0	0.0	ML	SM																	
21	S-3	24.00	24.60	24.30	T1	100.0	100.0	99.8	98.6	30.3	0.0	0	0.0	ML	SM																	
22	S-3	27.00	27.60	27.30	T1	100.0	100.0	99.8	98.7	90.2	36.8	19.7	17.1	CL	CL																	
23	S-3	30.00	30.60	30.30	T1	100.0	90.2	88.1	83.1	55.1	28.5	14.7	13.8	CL	CL	17.5	1.8	9.0	1.1													
24	S-3	33.00	33.20	33.10	T2	100.0	92.2	90.40	71.7	14.5	0	0	0.0	ML	SM																	
25	S-4	1.50	2.10	1.80	Q1A	100.0	100.0	98.9	97.2	77.2	38.5	14.5	24.0	CL	SM															253	10.00	
26	S-4	4.00	4.60	4.30	Q3	100.0	100.0	99.8	98.5	69.0	38.3	15.9	22.4	CL	CL	29.3	1.5	5.8	0.7	1.051	0.3292	0.0292	13.95							0.90		
27	S-4	6.00	6.60	6.30	Q2A	100.0	99.7	98.5	97.3	66.2	32.8	13.6	19.2	CL	CL	39.5	1.2	1.6	0.2							0.3	12.2					
28	S-4	9.00	9.60	9.30	Q2A	100.0	99.8	98.0	55.0	1.6	0	0	0.0	ML	SP																	
29	S-4	12.00	12.60	12.30	Q2A	100.0	100.0	99.5	89.4	12.2	0	0	0.0	ML	SM	17.3	1.7	1.70	0.30	1.007	0.0485	0.0057	19.72						1.00			
30	S-4	15.00	15.60	15.30	T2	100.0	99.0	96.2	35.0	6.3	0	0	0.0	ML	SM																	
31	S-4	18.00	18.60	18.30	T1	100.0	100.0	100.0	99.0	44.9	23.7	18.2	5.5	CL	SC-SM																	
32	S-4	24.50	25.05	24.78	T2	91.9	83.5	81.5	72.9	16.2	0	0	0.0	ML	SM																	
33	S-5	1.50	2.10	1.80	Q1A	100.0	100.0	99.2	97.6	84.7	42.6	17.7	24.9	CL	CL	22.1	1.7	11.2	1.3										1.17	319	19.00	
34	S-5	4.00	4.60	4.30	Q1B	100.0	98.5	98.1	97.6	93.4	56.7	22.5	34.2	CH	CH	26.4	1.57			0.684	0.2340	0.0463	33.47			0.6	15.87					
35	S-5	9.00	9.60	9.30	Q3	100.0	92.0	89.0	82.0	10.3	0	0	0.0	ML	SM																	
36	S-5	12.00	12.60	12.30	Q3	100.0	99.6	98.3	96.7	92.1	57.3	21.7	35.6	CH	CH	45.4	1.2	4.2	0.4	1.214	0.4718	0.0549	10.17						4.17			
37	S-5	18.00	18.60	18.30	Q3	100.0	100.0	100.0	94.5	69.9	40.7	18	22.7	CL	CL	37.4	1.28	1.7	0.3													
38	S-5	21.00	21.60	21.30	Q2B	100.0	99.9	99.4	97.8	53.3	30.3	16	14.3	CL	CL	24	1.6	10.9	2.8													
39	S-5	24.00	24.60	24.30	Q4	100.0	99.6	97.2	94.6	74.9	41.4	16.2	25.2	CL	CL	27.2	1.5	2.5	0.3													
40	S-5	27.00	27.60	27.30	T1	100.0	100.0	98.3	88.0	56.8	36.3	13.6	22.7	CL	CL																	
41	S-5	30.00	30.60	30.30	T2	66.7	16.5	15.5	11.3	6.1	0	0	0.0	ML	GM																	
42	S-5	35.00	35.60	35.30	T2	85.1	60.2	51.9	38.2	14.0	0	0	0.0	ML	SM																	
43	S-6	1.50	2.10	1.80	Q1A	100.0	100.0	99.8	96.8	33.8	0	0	0.0	ML	SM	18.0	1.8	1.7	0.3											0.72	255	14.00
44	S-6	4.00	4.60	4.30	Q1B	100.0	100.0	99.9	99.6	83.9	37.9	23.8	14.1	CL	CL	24.2	1.6			0.733	0.1570	0.0170	8.60			0.3	12.98					
45	S-6	10.00	10.60	10.30	Q2A	100.0	99.7	98.8	95.8	15.1	0	0	0.0	ML	SM																0.81	
46	S-6	14.00	14.60	14.30	Q3	100.0	99.1	98.2	97.4	94.5	54	20.6	33.4	CH	CH	42.3	1.2	5.0	0.5	1.137	0.4192	0.0566	12.80						4.38			
47	S-6	17.00	17.60	17.30	Q2B	100.0	100.0	99.7	94.6	45.2	0	0	0.0	ML	SM																	
48	S-6	23.00	23.60	23.30	Q4	100.0	100.0	100.0	99.8	95.0	45.7	18	27.7	CL	CL	27.5	1.5	1.7	0.3											1.08		
49	S-6	29.00	29.60	29.30	T1	100.0	100.0	99.1	93.1	46.4	27.3	17.4	9.9	CL	SC																	
50	S-6	35.00	35.60	35.30	T1	100.0	99.8	99.5	98.7	43.7	0	0	0.0	ML	SM																	
51	S-7	1.50	2.10	1.80	Q2A	100.0	100.0	99.9	98.5	41.1	25.7	20.5	5.2	CL	SC-SM	24.5	1.6	1.60	0.3											239	12.00	
52	S-7	4.00	4.60	4.30	Q2B	100.0	100.0	99.5	96.7	46.2	26.9	20.5	6.4	CL	SC-SM	18.6	1.8	14.0	1.4													
53	S-7	6.00	6.60	6.30	Q2A	100.0	99.6	99.3	96.7	41.2	27.5	18.8	8.7	CL	SC																	
54	S-7	9.00	9.60	9.30	Q2A	100.0	100.0	99.8	99.0	37.1	0	0	0.0	ML	SM																	
55	S-7	15.00	15.60	15.30	Q2B	100.0	100.0	99.8	97.9	22.1	0	0	0.0	ML	SM																	
56	S-7	18.00	18.60	18.30	Q3	100.0	100.0	99.2	96.5	50.8	29.8	15.9	13.9	CL	CL	22.1	1.70	11.1	0.7	</												

ANEXO 2: ENSAYO CPTU-4.



Cliente:	GEOLEN S.L.	Nivel Freático (m):	0,50	Prof. inicial (m):	0,00
Fecha:	11/05/2008	Norma:	ASTM D-5778-95	Prof. final (m):	20,82
Localización:	San Roque (Cádiz)	X:		Nº ensayos de disipación:	2
Técnicos:	STAMEN GEORGIEV	Y:		Nº de cono:	ME-59
Dirección:	SERGIO A. VOS	Z:		Posición piedra porosa:	2

EMPLAZ. EQUIPO TG 73-200





Cliente:	GEOLEN S.L.	Nivel Freático (m):	0,50	Prof. inicial (m):	0,00
Fecha:	11/05/2008	Norma:	ASTM D-5778-95	Prof. final (m):	20,82
Localización:	San Roque (Cádiz)	X:		Nº ensayos de disipación:	2
Técnicos:	STAMEN GEORGIEV	Y:		Nº de cono:	ME-59
Dirección:	SERGIO A. VOS	Z:		Posición piedra porosa:	2

EMPLAZ. EQUIPO TG 73-200

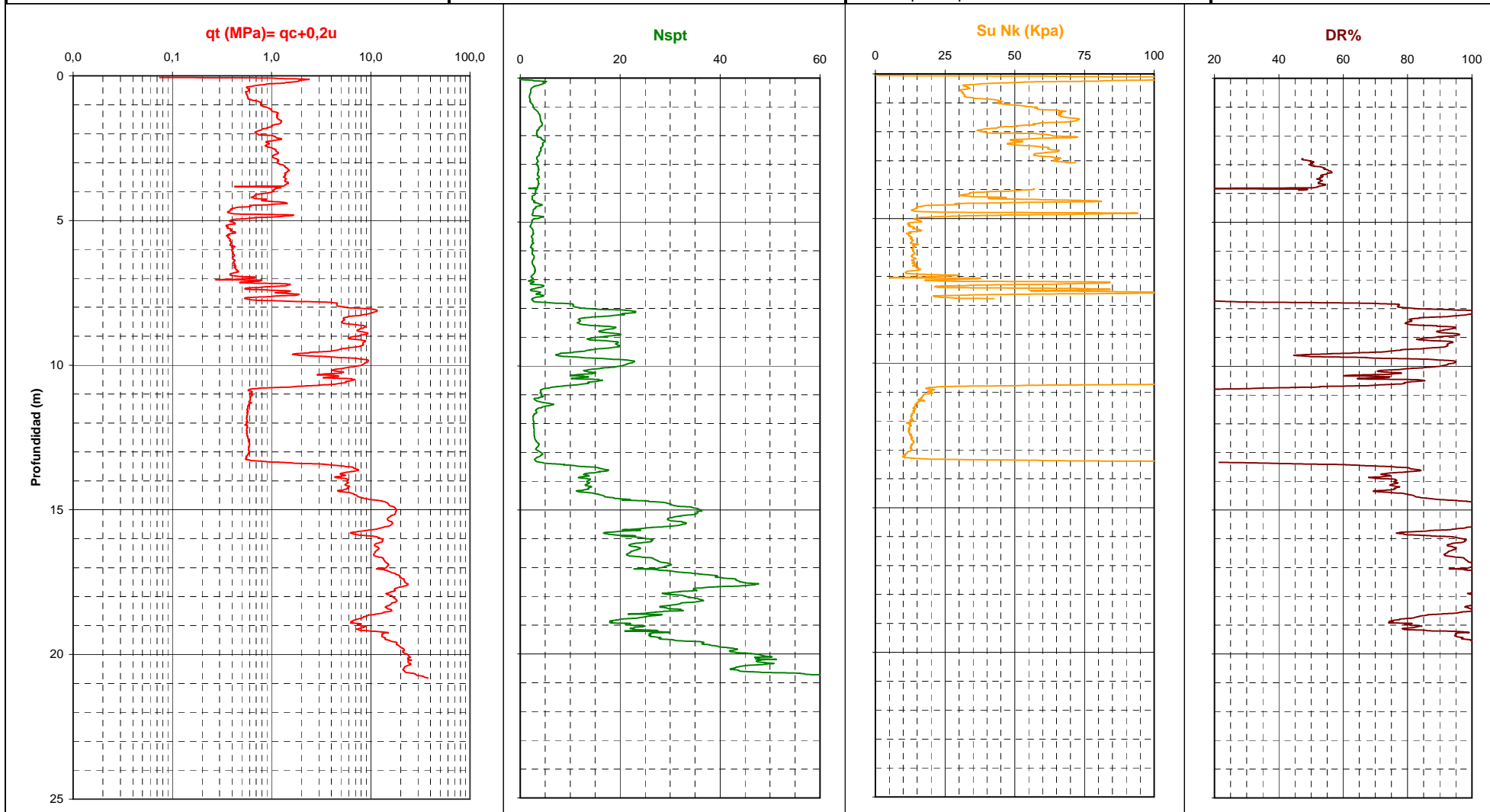
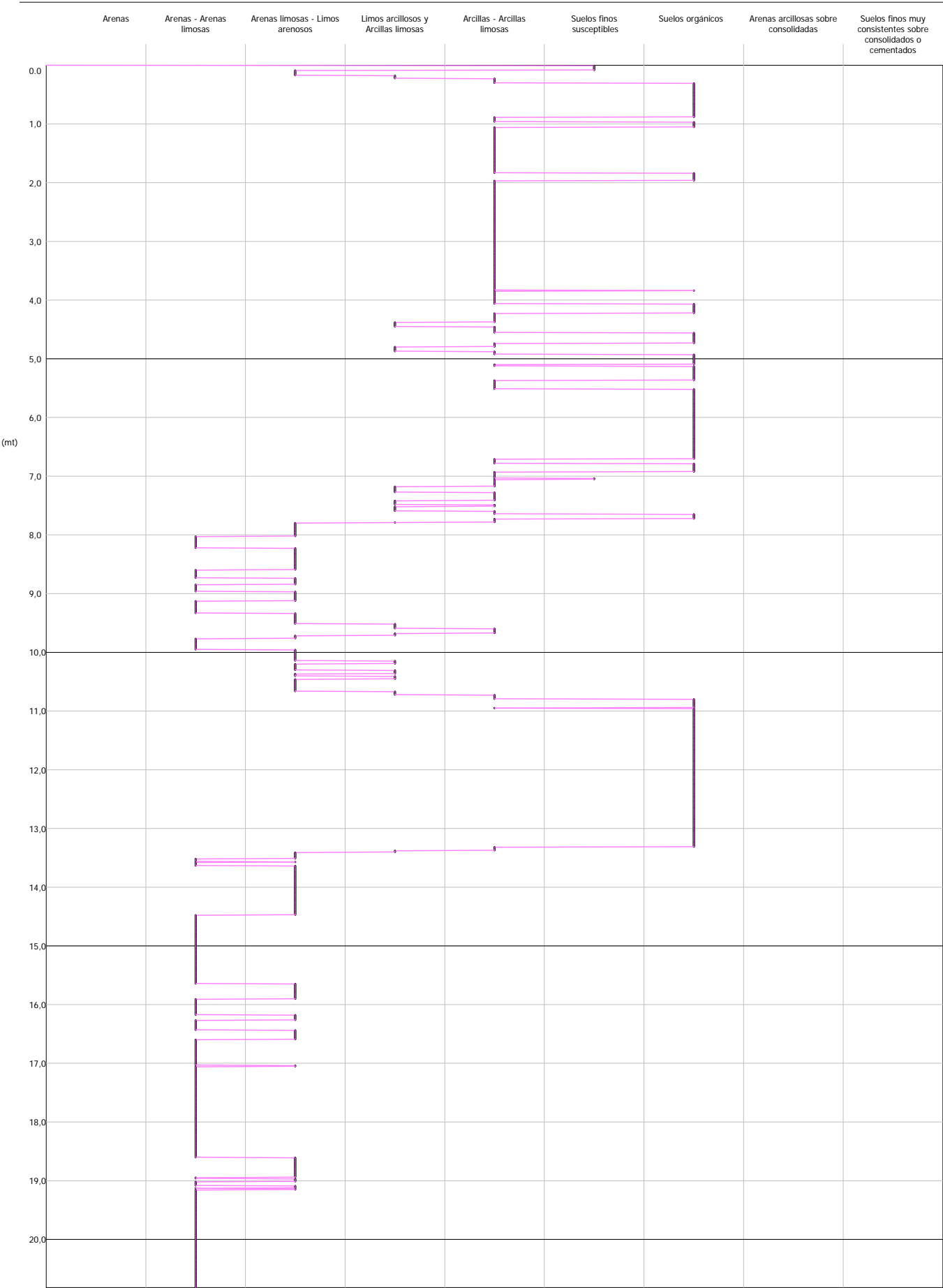
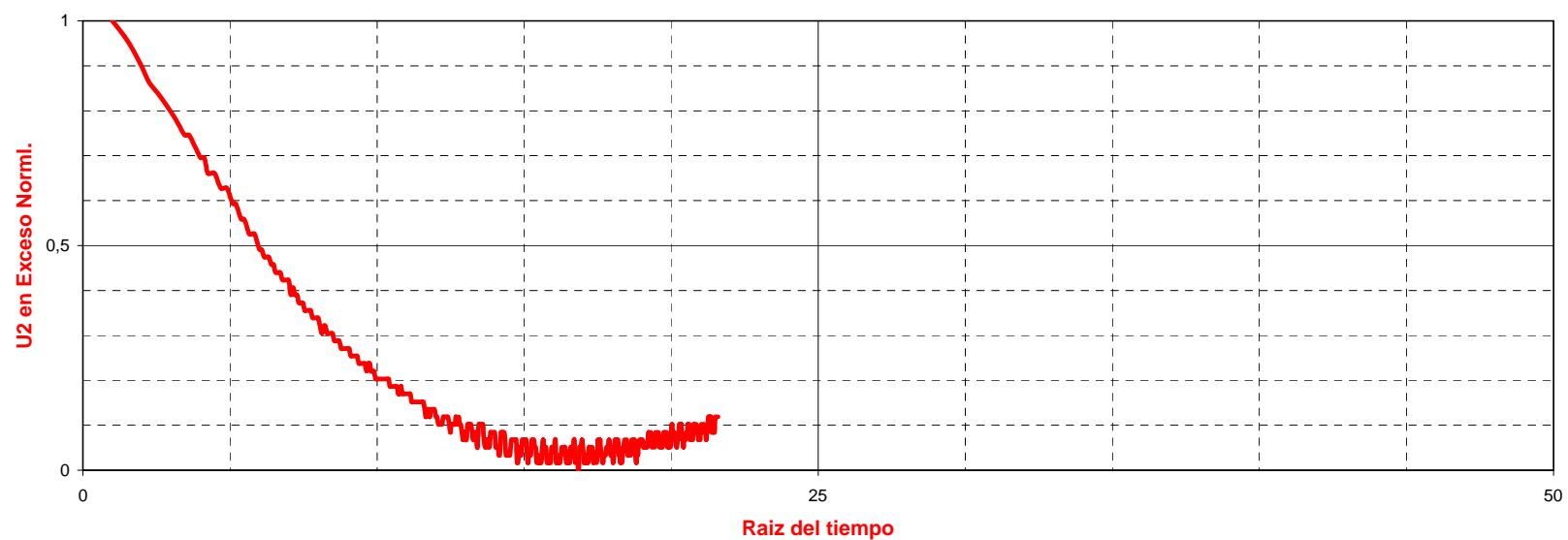
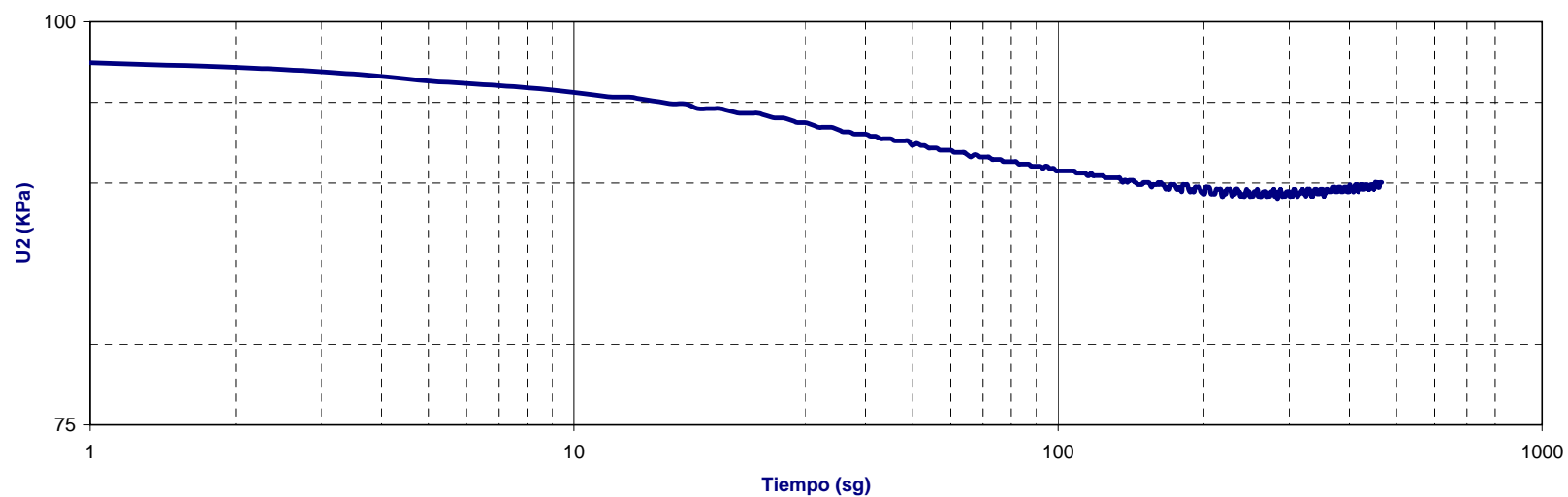


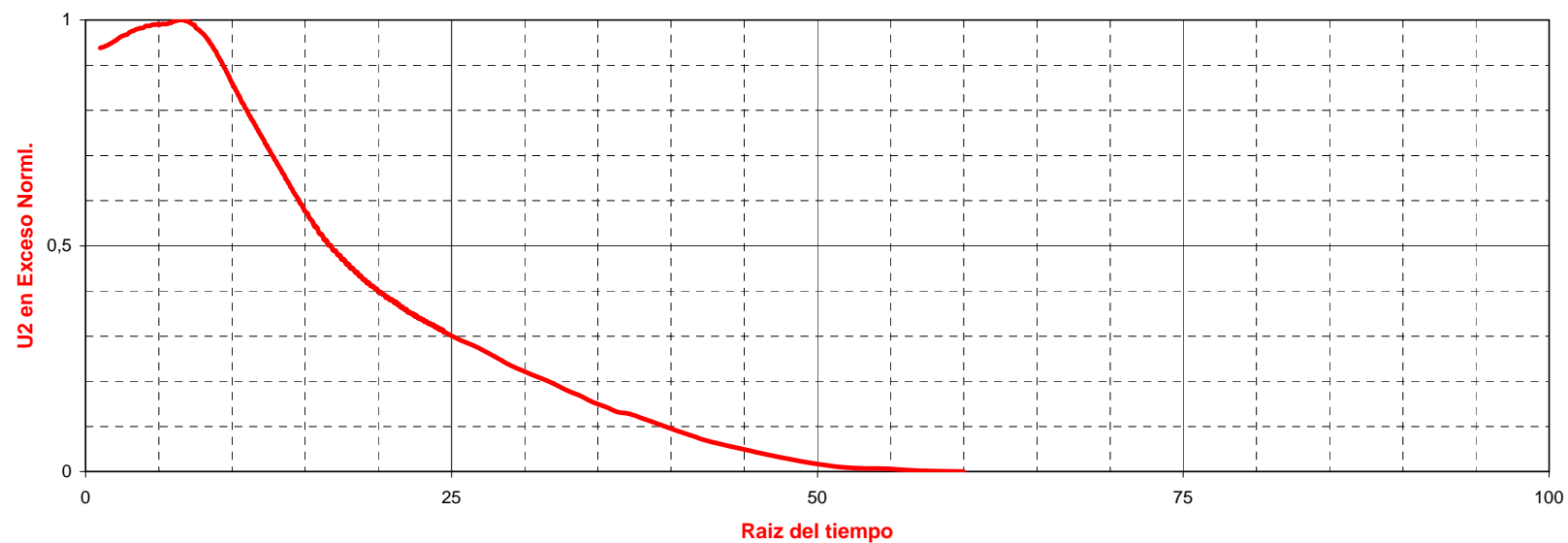
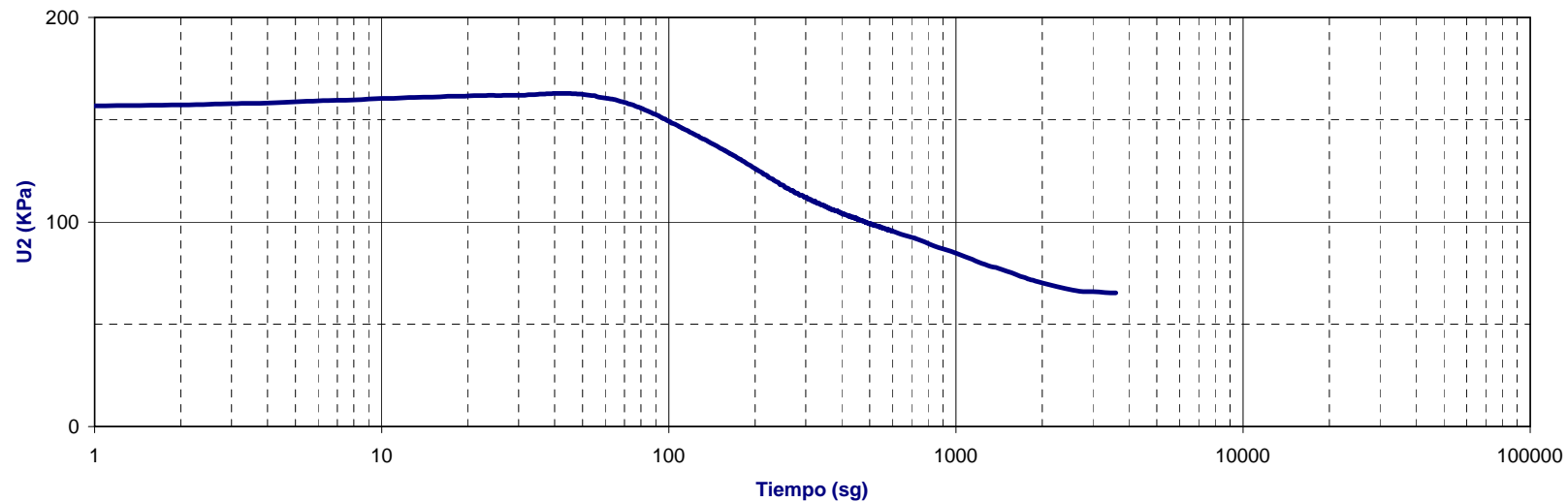
GRÁFICO PROFUNDIDAD / VALORACIONES LITOLÓGICAS (Robertson 1990 A)
PRUEBA: CPTU-4



Cliente:	GEOLEN S.L.	Nº de Prueba:	1	Norma:	ASTM D-5778-95
Fecha:	11/05/2008	Profundidad (m):	3,81	Tiempo final (sg):	466
Localización:	San Roque (Cádiz)	U ₂ inicial (KPa):	97,47	Nº ensayos de disipación:	2
Técnicos:	STAMEN GEORGIEV	U ₂ final (KPa):	90,04	Nº de cono:	ME-59
Dirección:	SERGIO A. VOS	Ch T50% (cm ² /sg), Housby and Teh:	7,23 10 ⁻²	Posición piedra porosa:	2



Cliente:	GEOLEN S.L.	Nº de Prueba:	2	Norma:	ASTM D-5778-95
Fecha:	11/05/2008	Profundidad (m):	7,03	Tiempo final (sg):	3600
Localización:	San Roque (Cádiz)	U ₂ inicial (KPa):	156,78	Nº ensayos de disipación:	2
Técnicos:	STAMEN GEORGIEV	U ₂ final (KPa):	65,31	Nº de cono:	ME-59
Dirección:	SERGIO A. VOS	Ch T50% (cm ² /sg), Housby and Teh:	2,29 10 ⁻²	Posición piedra porosa:	2



ANEXO 3: ENSAYOS P-1 Y P-2.

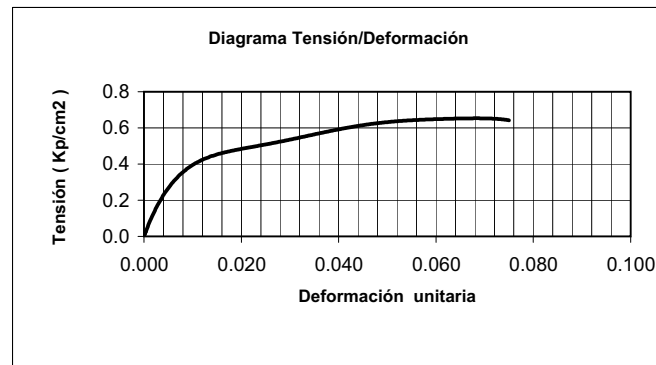
ANEXO 4: SONDEO A ROTACIÓN S-4.

<div>LABORATORIO GEOLEN INGENIERÍA, S.L.</div>		SONDEO S-4		PROYECTO : Ampliación campaña de campo y laboratorio, zona de actividades logísticas (ZAL), San Roque SUPERVISOR : Emma López		EMPRESA DE SONDEOS : GEOCISA MÁQUINA : Mobile Drill B-50 SONDISTA :		COORDENADAS X = Y = Z =		FECHAS : INICIO: 19-may-08 FIN: 20-may-08		HOJA 1 DE 3										
TIPO	AGUA	CLASIFICACIÓN	LITOLOGÍA	DESCRIPCIÓN	RECUPERACIÓN N (%)	R.Q.D. (%)	Nº MUESTRA Y TIPO	PROFUNDIDAD	S.P.T. / M.L. Golpes / 30 cm	(%) QUE PASA UNE 5 UNE 0,08		LÍMITES DE ATTERBERG Y HUMEADA NATURAL (%) LL LP W			DENSIDAD SECA (t/m³)	MATERIA ORGÁNICA (%)	SULFATOS (mg/kg)	BAUMANN-GULLY (%)	COMPRESIÓN SIMPLE (kp/cm²)	OTROS ENSAYOS Y OBSERVACIONES	ENSAYO DE PENETRACIÓN SPT MI Número de golpes/ 30 cm	
				0 20 40 60 80 100																	0 20 40 60 80 100	
0				TIERRA VEGETAL ARCILLO-LIMOSA CON BASTANTE ARENA E INDICIO DE GRAVA DE COLOR MARRON OSCURO																		
1																						
2				ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD CON BASTANTE ARENA DE TONOS ABIGARRADOS MARRONES, ROJIZOS, GRISES Y NEGRUZCOS <Consistencia Firme>			MI	1,5	22	100	77,28	38,50	14,50									
3																						
4				<Consistencia Blanda a Moderadamente Firme>			MI	4	6	100	69,04	0	0	29,3	1,51	0,9			0,7	Ensayo consolidación edometro: Cc = 0,3254; Cs = 0,0246; e = 1,051		
5				ARENA ARCILLOSA GRIS OSCURC				4,6														
6				ARCILLA ARENOSA DE BAJA PLASTICIDAD DE TONALIDAD GRIE <Consistencia Muy Blanda>			MI	6	2	99,78	66,25	32,80	13,60	39,5	1,24				0,2	Ensayo triaxial UU: Cohesión = 0,34 kp/cm2 ; Fricción = 12,20º		
7				ARENA MAL GRADUADA DE GRANO MEDIO CON CONCHAS. TONOS GRISES <Densidad relativa Floja>				6,6														
8																						
9				<Densidad relativa Medianamente Densa>			SPT	9	14	99,81	1,61	0	0									
10								9,6														
<div>LABORATORIO GEOLEN INGENIERÍA, S.L.</div> <div>Ctra. A-343 Km. 129200 Antequera (Málaga) Apartado de correos Nº 24 Tlf.: 952 84 46 00;Fax : 952 70 08 25 e-mail : laboratorio@geolen.es</div>				Responsable técnico de área Fdo.: M ^{te} de los Ángeles López		Director del laboratorio Fdo.: José Manuel García Fernández		Acreditado por la Junta de Andalucía en las áreas HC, SE y ST. Inscrito en el R.E.A. Nº L089-59MA.		Inscrito en el R.G. del Ministerio de Fomento. Nº 11232 ST 01		PERFORACIÓN R: Rotación P: Percusión D: Diamante W: Widia		TIPO DE MUESTRA MI : Muestra inalterada SH: Shelby TP : Testigo parafinado		ENSAYOS IN SITU S.P.T. : Ens. penetración estándar S.P.T. C: S.P.T. Con puntaza ciega R: Rechazo S.P.T. TV: Vane Test Manua P.M.: Penetrómetro Manua P.S Presiometro (c) M. Fernández. 2006						

**ANEXO 5: INFORMES ENSAYOS LABORATORIO
MUESTRAS EXTRAIDAS DE SONDEO A ROTACIÓN S-4.**

ENSAYO DE ROTURA A COMPRESION SIMPLE EN PROBETAS DE SUELO (UNE 103.400-93; IT-07)

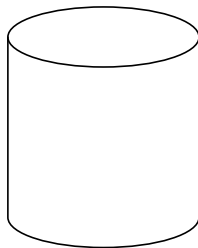
DATOS ENSAYO		DATOS MUESTRA	
Velocidad, v (mm/min):	2	Tipo de muestra:	TALLADA
Diámetro, d (cm):	5.9	Peso húmedo, p_h (g):	78.8
Lados, m x n (cm):	-	Peso seco, p_s (g):	60.96
Sección, A (cm ²):	27.33	Densidad húmeda, p_w (g/cm ³):	1.95
Altura, h (cm):	12	Densidad seca, p_s (g/cm ³):	1.51
Volumen, V (cm ³):	327.91	Humedad, w (%):	29.3

[illegible]

RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE, q_u :

DEFORMACION EN ROTURA, e:

Angulo
rotura

0.7 Kg/cm²

5.8%

Fdo.: M^a de los Ángeles López Posadas

Fdo.: Jose Manuel García Fernández

Este acta no podrá ser reproducido total o parcialmente sin autorización por escrito del laboratorio **GEOLEN INGENIERÍA,S.L.**

El presente acta sólo afecta a las muestras sometidas a ensayo.

Pág. 1 de 1 Ed: 01

Prospección:	S-4 MI	FECHA EMISIÓN:	30/06/2008
Profundidad:	4.00-4.60	Tipo:	Muestra Inalterada

ENSAYO DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL DE UN SUELO EN EDOMETRO (UNE 103-405-94; IT-09)

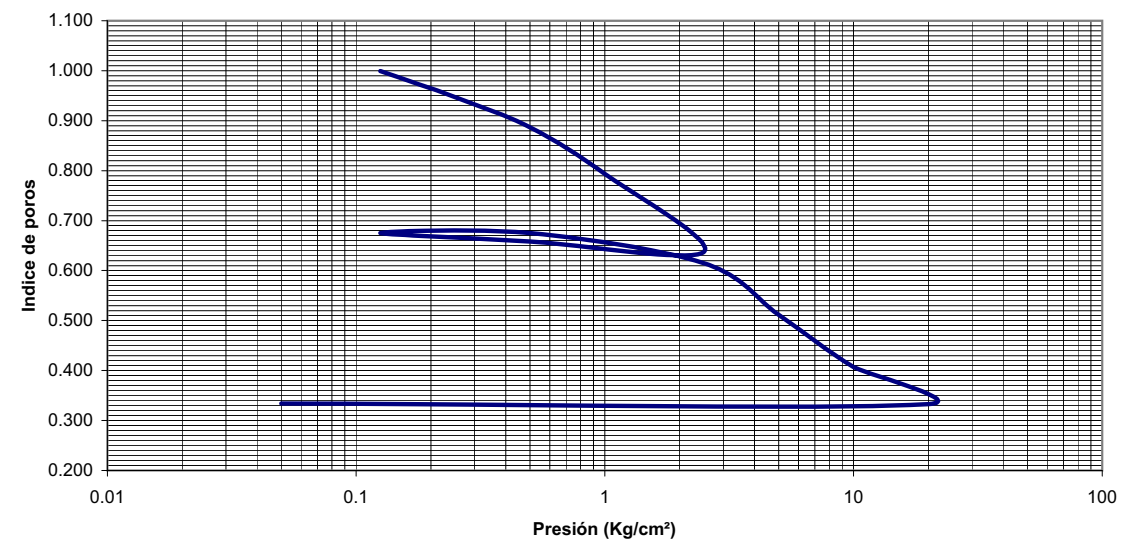
DATOS DE LA PROBETA	
DIAMETRO (mm):	50.50
ALTURA (mm):	20.00

Escalones carga (Kp/cm ²)	Lectura parcial	dL	e
0	7000	-	1.051
0.125	6500	500	0.999
0.25	5990	510	0.947
0.5	5400	590	0.887
1	4490	910	0.793
2.5	2970	1520	0.638
0.5	3170	-200	0.658
0.125	3340	-170	0.675
0.5	3340	0	0.675
2.5	2750	590	0.615
5	1740	1010	0.511
10	720	1020	0.407
20	-1.2	721.2	0.333
0.05	10.6	-11.8	0.334

Densidad seca (gr/cm ³) :	1.29
Humedad Inicial (%):	29.47
Densidad partículas (gr/cm ³):	2.64
Grado saturación inicial (%):	74.06
Grado saturación final (%):	58.46
Humedad final (%):	23.27

Cc= 0.3254

Cs= 0.0246



Fdo.: M^a Ángeles López Posadas

Fdo.: Jose Manuel García Fernández

Este acta no podrá ser reproducido parcialmente sin autorización por escrito del laboratorio **GEOLEN INGENIERÍA,S.L.**

El presente acta sólo afecta a las muestras sometidas a ensayo.

Pág. 1 de 1 Ed: 01

CURVAS DE CONSOLIDACIÓN

OBRA:

Ampliación campaña campo y laboratorio ZAL (San Roque)

REFERENCIA TRABAJO:

S08/075

PROSPECCION:

S-4 MI

PROFUNDIAD:

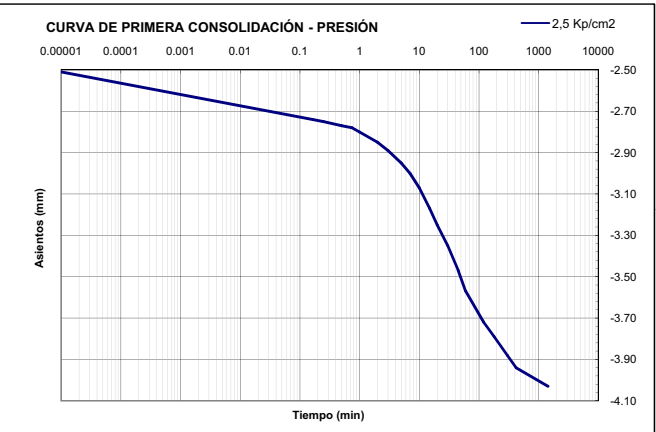
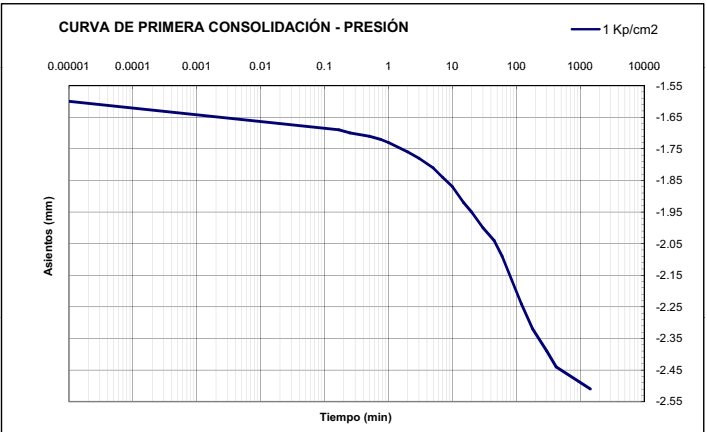
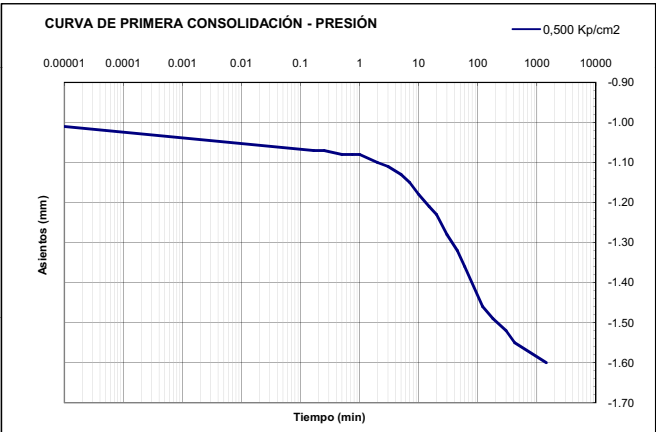
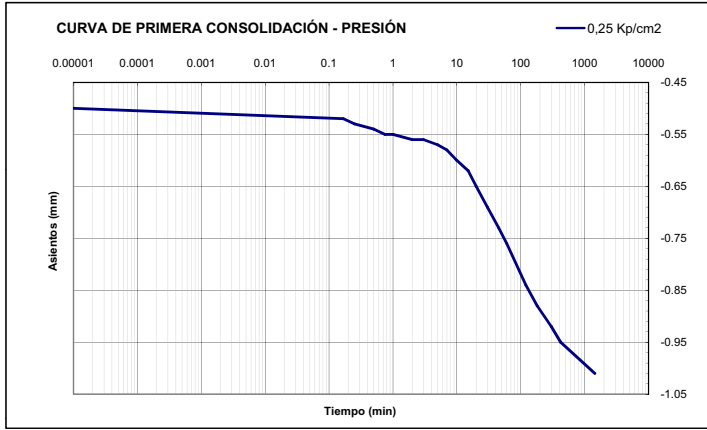
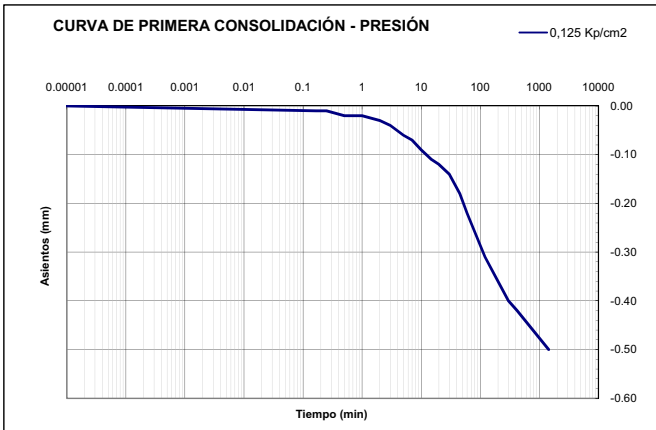
4.00-4.60

PROCEDENCIA:

Sondeo

TIPO MUESTRA:

Muestra Inalterada



CURVAS DE CONSOLIDACIÓN

OBRA:

Ampliación campaña campo y laboratorio ZAL (San Roque)

REFERENCIA TRABAJO:

S08/075

PROSPECCION:

S-4 MI

PROFUNDIAD:

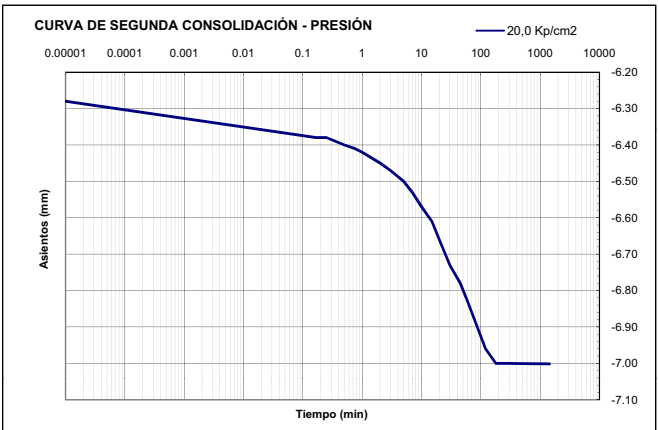
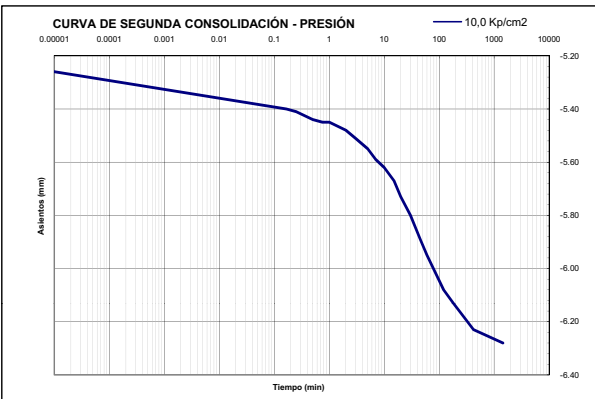
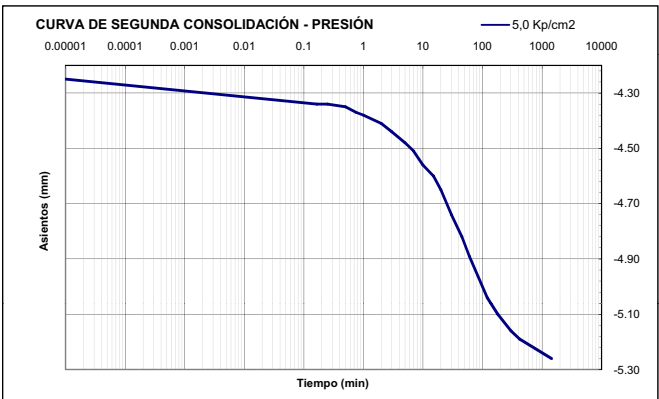
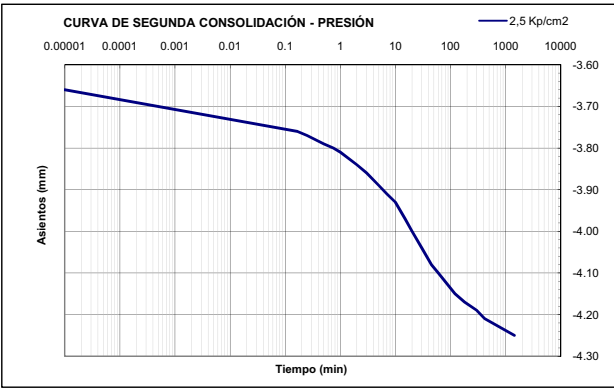
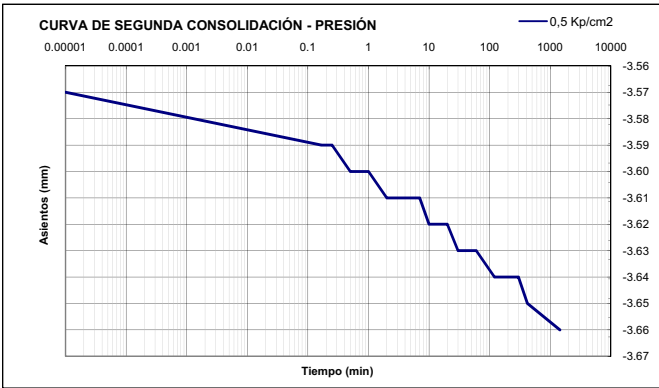
4.00-4.60

PROCEDENCIA:

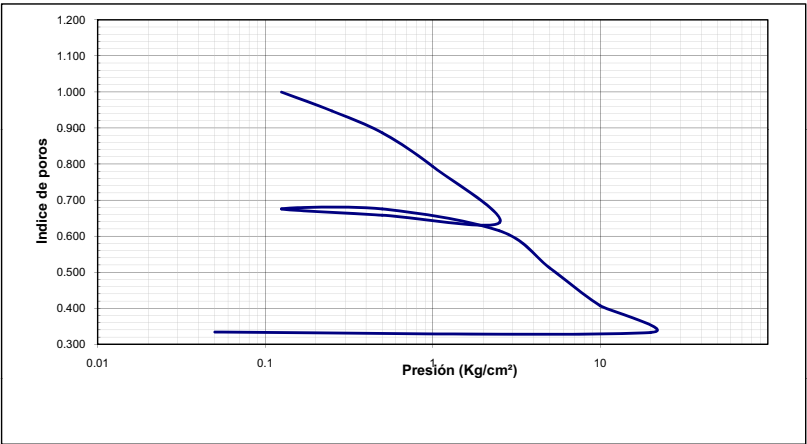
Sondeo

TIPO MUESTRA:

Muestra Inalterada



CURVA EDMÉTRICA



Cs 1 = 0.02456103
Cs 2 = 0.00047681
Cc = 0.32537394

<div><div><div><div><div><div></div></div></div><div><div><div></div></div><div><div></div></div></div><div><div><div></div></div><div><div></div></div></div><div><div><div></div></div><div><div></div></div></div></div></div><div><div>GEOLEN INGENIERIA, S.L</div><div>LABORATORIO DE MATERIALES</div><div>Polígono Industrial C/ Adelfas 2B. Apdo. Correos nº 24 29200 Antequera (MÁLAGA) Tlf.: 952 84 46 00; Fax : 952 70 08 25 laboratorio@geolen.es</div></div></div>	<div>Acreditado por la Junta de Andalucía en las áreas EHC, GTC, GTL, VSF, VSG y AMC. B.O.J.A. Nº 55 DE 18/03/05</div> <div>Inscrito en el R.L.E.A. Número LE027-MA05</div>
---	---

ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYO N º: 1558/08A	
PETICIONARIO: GEA 21	OBRA: Ampliación campaña campo y laboratorio 2
REFERENCIA TRABAJO: S08/075	
CONTRATISTA: -	DIREC. FACULT.: -
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: -	
LOCALIZACION: S-4 MI	
PROCEDENCIA: Sondeo	FECHA DE TOMA: 02-06-08
OBSERVACIONES: -	
Prospección: S-4 MI	
Profundidad: 4.00-4.60	Tipo: Muestra Inalterada

CONTENIDO DE MATERIA ORGANICA EN SUELOS
MÉTODO DEL PERMANGANATO POTÁSICO (UNE 103-204-93)
<div><div>% MATERIA ORGANICA SOBRE LA MUESTRA ENSAYADA</div><div>0.90</div></div>

Responsable técnico de ensayos Bióloga	Antequera, a 30 de junio de 2008 Director técnico del laboratorio Químico
Fdo.: Patricia García Monteoliva	Fdo.: Jose Manuel García Fernández

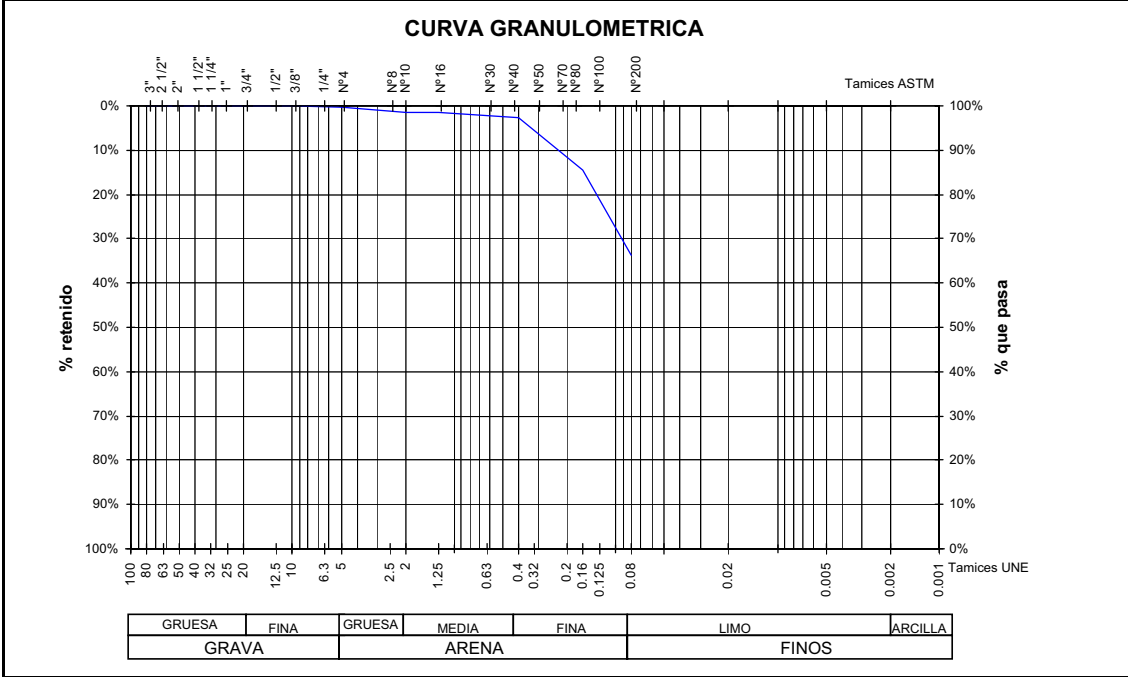
Este acta no podrá ser reproducido parcialmente sin autorización por escrito del laboratorio **GEOLEN INGENIERIA,S.L.**
El presente acta sólo afecta a las muestras sometidas a ensayo.

<div><div><div><div><div><div></div></div></div><div><div><div></div></div><div><div></div></div></div><div><div><div></div></div><div><div></div></div></div></div></div><div><div>GEOLEN INGENIERIA, S.L</div><div>LABORATORIO DE MATERIALES</div><div>Polígono Industrial C/ Adelfas 2B. Ap Correos 24 29200 Antequera (MÁLAGA) Tlf.: 952 84 46 00; Fax : 952 70 08 25 laboratorio@geolen.es</div></div></div>	<div>Acreditado por la Junta de Andalucía en las áreas EHC, GTC, GTL, VSF, VSG y AMC. B.O.J.A. Nº 55 de 18/03/05</div> <div>Inscrito en el R.L.E.A. Número LE027-MA05</div>
--	---

ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYO N º: 1559/08A	
PETICIONARIO: GEA 21	OBRA: Amp. Campaña de campo y laboratorio.
REFERENCIA TRABAJO: S08/075	ZAL (San Roque)
CONTRATISTA: -	DIREC. FACULT.: -
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: -	
LOCALIZACION: S-4 MI	
PROCEDENCIA: Sondeo	FECHA DE TOMA: 02-06-08
OBSERVACIONES: -	

Prospección: S-4 MI	
Profundidad: 6.00-6.60	Tipo: Muestra Inalterada

ENSAYOS DE IDENTIFICACION DE SUELOS	
GRANULOMETRIA POR TAMIZADO (UNE-103-101:95)	AGRESIVIDAD QUIMICA (Art: 8.2 EHE)
Muestra que pasa %	Acidez Baumann-Gully (ml/Kg):
Tamices U.N.E.	Contenido de Sulfatos (mg/Kg):
100.00	LÍMITES DE ATTERBERG. UNE 103-103/94 Y UNE 103-104/93
100.00	
100.00	
100.00	
100.00	
100.00	
100.00	
100.00	
100.00	
100.00	
99.78	
98.59	
98.45	
97.34	
85.64	
66.25	
	Límite Líquido: 32.8
	Límite Plástico: 13.6
	Índice de Plasticidad: 19.2
	Otros datos
	% de grava: 0.22% Coef. De curvatura, C _c = 1.50
	% de arena: 33.53% Coef. De uniformidad, G _u = 6.00
	% de finos: 66.25%
	CLASIFICACIÓN U.S.C.S
	CLASIFICACIÓN A.A.S.H.T.O
	CL, Arcilla arenosa de baja plasticidad
	A-6
	10



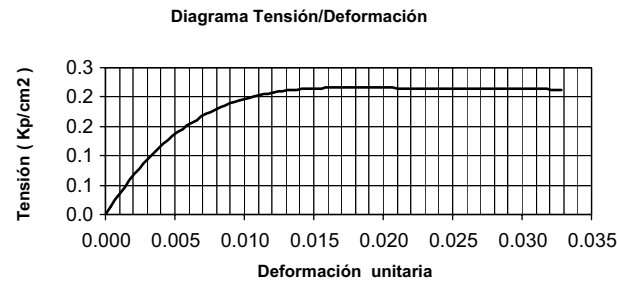
Responsable tec. de ensayos físicos Geólogo	Antequera, a 27 de junio de 2008 Director técnico del laboratorio Químico
Fdo.: Mª de los Ángeles López Posadas	Fdo.: Jose Manuel García Fernández

Este acta no podrá ser reproducido parcialmente sin autorización por escrito del laboratorio **GEOLEN INGENIERÍA,S.L.**
El presente acta sólo afecta a las muestras sometidas a ensayo.

PETICIONARIO:	GEA 21	OBRA:	Amp. Campaña de campo y laboratorio. ZAL (San Roque)
REF. TRABAJO:	S08/075	DIREC. FACULT.:	-
CONTRATISTA:	-	FECHA DE TOMA:	27-06-08
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:	-		
LOCALIZACION:	S-4 MI		
PROCEDENCIA:	-		
OBSERVACIONES:	-		

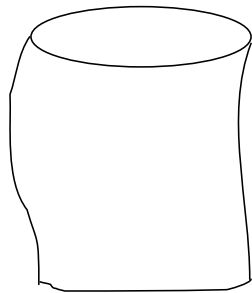
Prospección: S-4 MI
Profundidad: 6.00-6.60 **Tipo:** Muestra inalterada

DATOS ENSAYO		DATOS MUESTRA	
Velocidad, v (mm/min):	2	Tipo de muestra:	TALLADA
Diámetro, d (cm):	5.9	Peso húmedo, p_h (g):	36.38
Lados, m x n (cm):	-	Peso seco, p_s (g):	26.08
Sección, A (cm²):	27.33	Densidad húmeda, p_w (g/cm³):	1.74
Altura, h (cm):	12.2	Densidad seca, p_s (g/cm³):	1.24
Volumen, V (cm³):	333.38	Humedad, w (%):	39.5

[illegible]

RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE, q_u :
DEFORMACION EN ROTURA, e :

Angulo
rotura



0.2 Kg/cm²
1.6%

Antequera, a 27 de junio de 2008
Director técnico del laboratorio
Químico

Responsable Tecnico de ensayos
Geólogo

Fdo.: M^a de los Ángeles López Posadas

Fdo.: Jose Manuel García Fernández

Este acta no podrá ser reproducido total o parcialmente sin autorización por escrito del laboratorio **GEOLEN INGENIERÍA,S.L.**

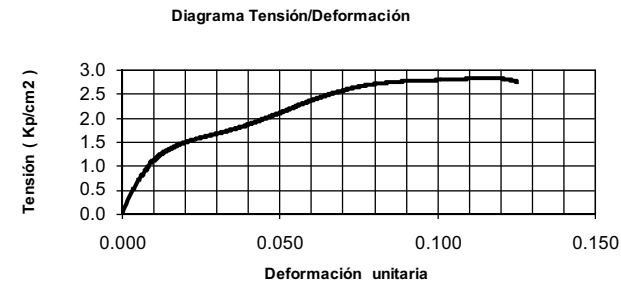
El presente acta sólo afecta a las muestras sometidas a ensayo.

PETICIONARIO:	GEA 21	OBRA:	Ampliación campaña campo y laboratorio ZAL
REF. TRABAJO:	S08/075		(San Roque)
CONTRATISTA:	-	DIREC. FACULT.:	-
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:	-		
LOCALIZACIÓN:	S-4 MI		
PROCEDENCIA:	SONDEO	FECHA DE TOMA:	02-06-08
OBSERVACIONES:	-		

Prospección:	S-4 MI		
Profundidad:	6.00-6.60	Tipo:	Muestra Inalterada

DATOS ENSAYO		DATOS MUESTRA	
Velocidad, v (mm/min):	2	Tipo de muestra:	TALLADA
Diámetro, d (cm):	5.9	Peso húmedo, p_h (g):	93.47
Lados, m x n (cm):	-	Peso seco, p_s (g):	77.07
Sección, A (cm ²):	27.33	Densidad húmeda, p_w (g/cm ³):	3.79
Altura, h (cm):	12	Densidad seca, p_s (g/cm ³):	3.12
Volumen, V (cm ³):	327.91	Humedad, w (%):	21.3

TIEMPO lecturas (min)	CARGAS lecturas	CARGA AXIAL (Kp)	DEFORMACION lecturas (mm)	DEFORMACION UNITARIA (ϵ)	$1 - \epsilon$	SECCION CORR. (cm ²)	TENSION (kp/cm ²)
0	0	0	0	0.000	1.000	27.33	0.000
0.5	29	29	1	0.008	0.992	27.56	1.052
1	38	38	2	0.017	0.983	27.79	1.367
1.5	44	44	3	0.025	0.975	28.03	1.570
2	50	50	4	0.033	0.967	28.27	1.769
2.5	55	55	5	0.042	0.958	28.51	1.929
3	60	60	6	0.050	0.950	28.76	2.086
3.5	68	68	7	0.058	0.942	29.02	2.343
4	75	75	8	0.067	0.933	29.28	2.562
4.5	78	78	9	0.075	0.925	29.54	2.640
5	81	81	10	0.083	0.917	29.81	2.717
5.5	84	84	11	0.092	0.908	30.08	2.792
6	86	86	12	0.100	0.900	30.36	2.832
6.5	87	87	13	0.108	0.892	30.65	2.839
7	87	87	14	0.117	0.883	30.93	2.812
7.5	87	87	15	0.125	0.875	31.23	2.786



Angulo
rotura
-

RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE, q_u :
DEFORMACION EN ROTURA, e :

2.8 Kq/cm ²
10.8%

Responsable Técnico de ensayos
Geólogo

Antequera, a 25 de junio de 2008
 Director técnico del laboratorio
 Químico

Fdo.: M^a de los Ángeles López Posadas

Fdo.: Jose Manuel García Fernández

Este acta no podrá ser reproducido total o parcialmente sin autorización por escrito del laboratorio **GEOLEN INGENIERÍA, S.L.**

El presente acta sólo afecta a las muestras sometidas a ensayo.

CURVAS DE CONSOLIDACIÓN

OBRA:

Ampliación campaña campo y laboratorio ZAL (San Roque)

REFERENCIA TRABAJO:

S08/075

PROSPECCION:

S-4 MI

PROFUNDIAD:

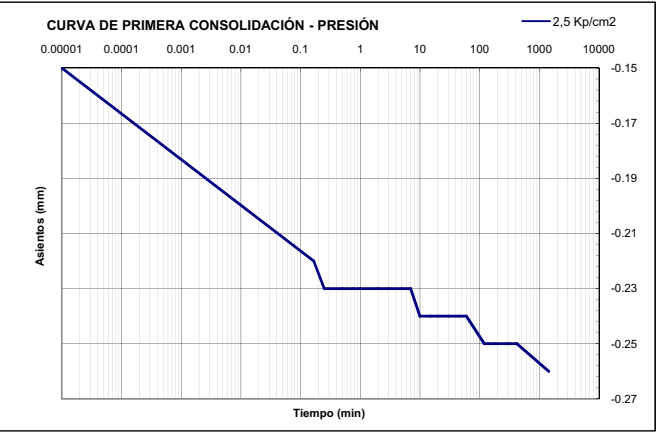
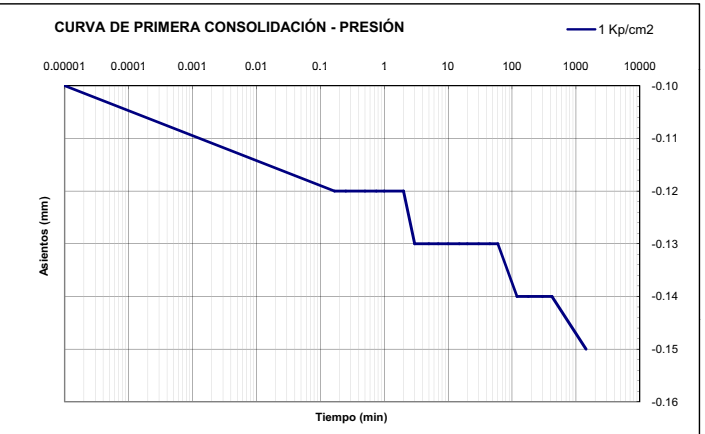
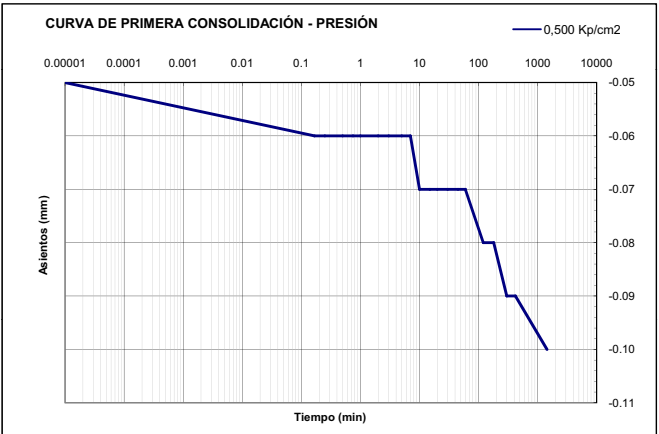
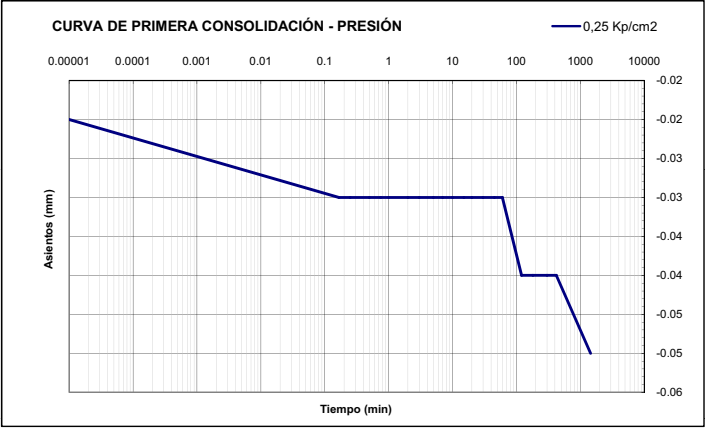
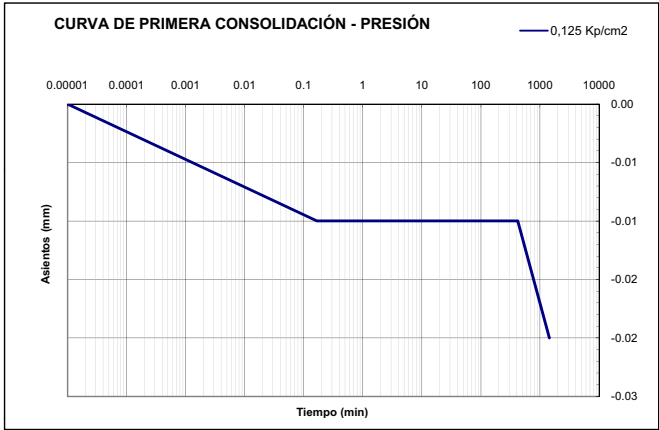
12.00-12.60

PROCEDENCIA:

Sondeo

TIPO MUESTRA:

Muestra Inalterada



CURVAS DE CONSOLIDACIÓN

OBRA:

Ampliación campaña campo y laboratorio ZAL (San Roque)

REFERENCIA TRABAJO:

S08/075

PROSPECCION:

S-4 MI

PROFUNDIAD:

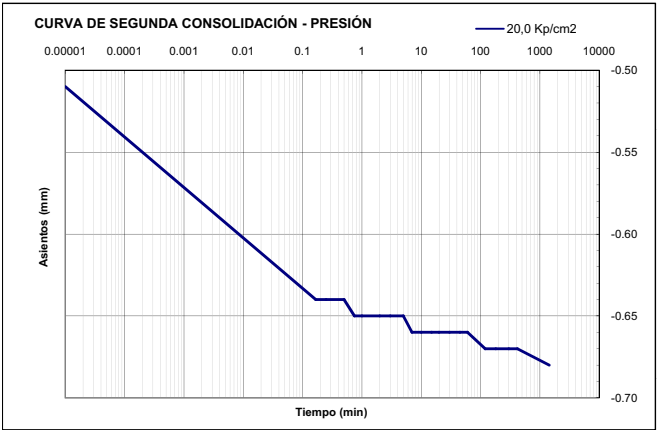
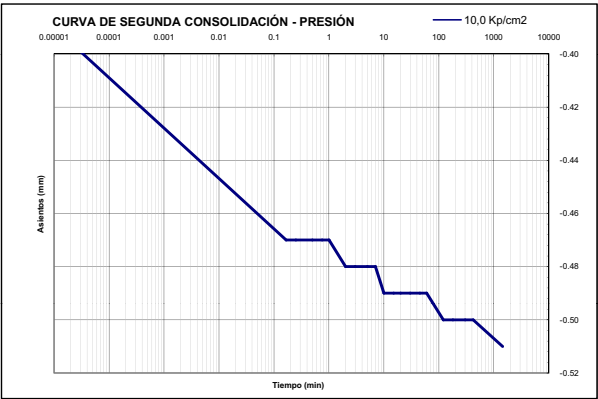
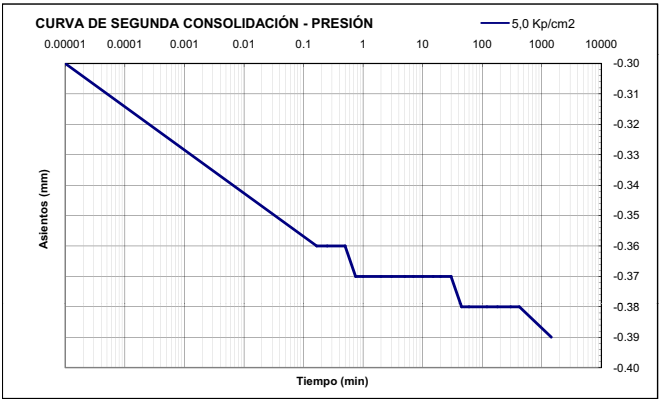
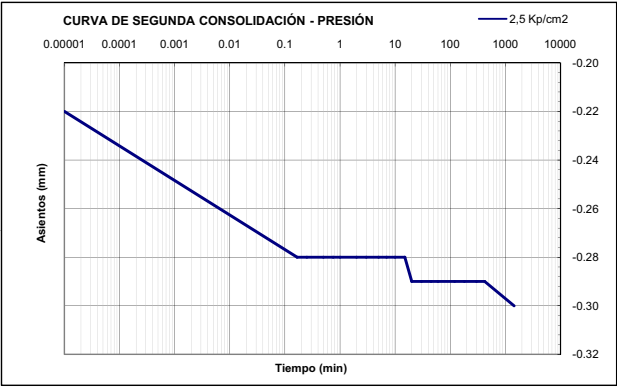
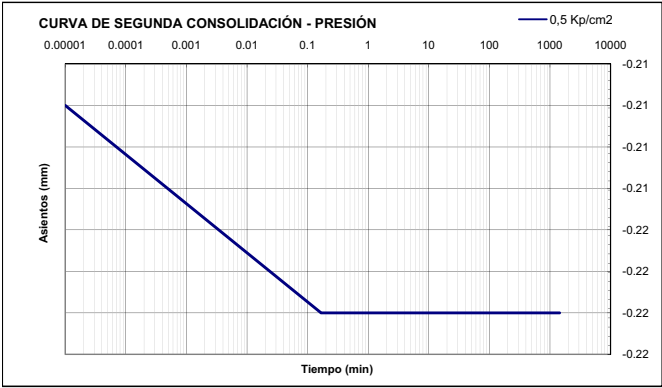
12.00-12.60

PROCEDENCIA:

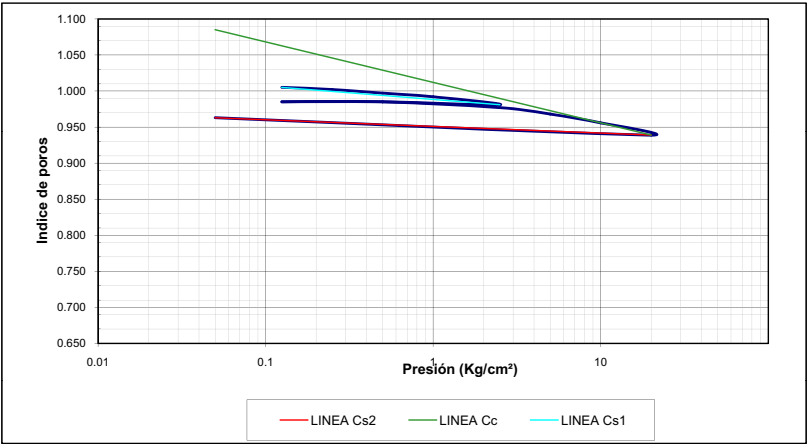
Sondeo

TIPO MUESTRA:

Muestra Inalterada



CURVA EDMÉTRICA



Cs 1 = 0.00570244
Cs 2 = 0.0092564
Cc = 0.05619998

